ESTRUCTURAS METALICAS

Lessing Hoyos I

Lessinghoyos @Gmail.com

Marzo del 2013

ESTRUCTURAS METALICAS

TEMAS

Unidades

1 EL acero como material estructural – Reseña histórica
2 Métodos de Diseño: Elástico, Estados Límites
3 Miembros sujetos a tensión
4 Elementos de unión: Uniones con pernos, remaches
5 Soldadura
6 Elementos solicitados a flexión
7 Elementos solicitados a compresión
8 Columnas Múltiples
9 Placas base para vigas y columnas
10 Elementos solicitados a flexo tracción y flexo compresión
11 Elementos sometidos a torsión
12 Armaduras para cubierta
13 Elementos en colaboración
14 Puente grúa

SISTEMAS DE UNIDADES

Tradicionalmente los cálculos de estabilidad de las estructuras son efectuadas en el sistema MKS (metro, kilogramo fuerza o kilopondio, segundo) de unidades, lo cual es aceptado por ser de uso corriente en la profesión.
Por acuerdos internacionales el sistema MKS deberá ser sustituido por el "Sistema Internacional de Unidades – SI", que difiere del primero en las unidades de fuerza y de masa.
En el Sistema MKS, las unidades de fuerza, denominadas kilogramo fuerza (kgf) o kilopondio (kp), es el peso de la masa de un kg, vale decir es la fuerza que produce en una masa de un kilogramo, la aceleración de la gravedad $g=9.8m/s^2$.
En el sistema SI, la unidad de fuerza, denominada Newton (N), produce en la masa de un kg. una aceleración de un $1m/s^2$.
Relaciones:
1kgf = 1kp = 9.8N =10N 1N = 0.10kgf = 0.102kp
$1kN = 10^3N = 100kgf = 0.10tf$ $1MN = 10^6N = 100x10^3kgf = 100tf$

La unidad de presión en el SI se denomina Pascal (Pa), el múltiplo Mpa:
$1MPa = 1MN/m^2 =1Nmm^2= 0.1KN/m^2 = 10kgf/cm^2 = 100tf/m^2$

NOTACIONES

e - Excentricidad
f - Tensión
fb - Tensión de flexión
ft - Tensión por tracción
fc - Tensión por flexión en concreto
fck - Resistencia característica del hormigón a los 28 días
fv - Tensión por corte
LE - Limite elástico
Fu - Resistencia ultima del acero estructural
Fy - Resistencia última de corte del acero estructural
Fw - Resistencia última de la soldadura
g - Carga permanente – aceleración de la gravedad – gramil (pernos)
h - Altura de una viga
L - Longitud o vano teórico de una viga
Lef - Longitud efectiva de pandeo
p - Carga variable repartida
r - Radio de giro
x,y,z - Coordenadas cartesianas
xg,yg - Coordenadas del centro de gravedad.
A - Area de la sección
An - Area neta Anc - Area neta crítica
D - Diámetro
E - Módulo elástico
E_c - Módulo elástico del concreto
F - Fuerza aplicada a una estructura
Fcr - Carga crítica de pandeo
Ix - Momento de inercia para el eje x
K - Factor de vínculo ó factor de longitud efectiva
H - Fuerza tangencial horizontal
N - Fuerza normal
λ - Esbeltez
δ - Deformación ρ - Coeficiente de seguridad ε - Deformación unitaria Δ - Desplazamiento

ESTRUCTURAS METÁLICAS

Tema N° 1 EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Reseña histórica. Los primeros constructores dependían de los materiales que les ofrecía la naturaleza, madera piedra, ladrillo. Aunque el hierro ha sido utilizado por el hombre al menos desde la construcción de las pirámides de Egipto, su uso como material estructural estaba limitado por las dificultades de fundición en grandes cantidades.

Acero como material estructural. Con la revolución industrial llegó a su vez la necesidad de utilizar el hierro como material estructural, este material abre un mundo totalmente nuevo al ingeniero estructurista.

Evolución de la fabricación, construcción y desarrollo de la Ingeniería como ciencia. A partir de la invención del acero como material estructural y la invención de la locomotora para el trasporte de pasajeros y carga, demanda la construcción de puente para salvar los ríos y las depresiones, la construcción de edificaciones en altura o rascacielos se hace posible gracias al acero.

Siglo XVIII. A mediados de este siglo Jhon Sniestón fue el que uso el hierro fundido como material estructural.
1779. Abraham Darby fue el primer ingeniero que construyó un puente de arcos semicirculares con hierro fundido, el Puente Coalbrookdale de 30m de longitud, Inglaterra. El hierro colado o fundido tiene el inconveniente de fallar por fractura frágil en tensión.
1819. Se fabrican los primeros ángulos laminados en EUA.
1824. El Ingles Joseph Aspin, patentó el cemento Pórtland.
1850. Joseph Lambot utilizó por primera vez el hormigón armado

1850. Se desarrolla el hierro maleable o forjado en placas que podían doblarse y unirse con remaches, lo que posibilitó la construcción de la locomotora que a su vez demandó la necesidad de construir puentes con grandes luces. El puente Britannia en Inglaterra, esta construido con vigas cajón de 140 m de luz en los tramos centrales.

1856. Acero. La invención del acero en el convertidor Bessemer y el subsiguiente desarrollo del proceso Martín-Siemens de fabricación del acero, hicieron posible la producción del acero a un precio competitivo y su utilización en estructuras. El método común de producción de acero comienza con el alto horno y sigue con el horno eléctrico o de fogón abierto. En el alto horno el mineral de hierro magnetíta ó hematíta, el carbón coque y la piedra caliza, alimentan la chimenea del alto horno en cargas sucesivas, la temperatura aumenta hasta un máximo de 1650°C. La mayoría de los materiales que no sean el hierro se eliminan como gases o se combinan para formar la escoria, este subproducto se utiliza en las fábricas de cemento o como balasto para vías férreas.

El hierro fundido se extrae del fondo del alto horno en cucharas y se puede transportar directamente a las laminadoras o se vacían en moldes llamados lingotes. Los lingotes contienen Si, S, P, y Mn y de 3.50 a 4.25% de carbón, este porcentaje de carbón lo hace quebradizo y no apto para utilizarlo como elemento atracción, en consecuencia debe reducirse este contenido.

El hierro maleable se lo manufactura a partir de los lingotes de hierro en el horno de pudelar, el hierro se funde y se agrega escoria preparada, una parte del C, Si, S, P, Mn, se elimina con la escoria. El resultado es un material de hierro relativamente puro, el acero, que puede desarrollar alta resistencia a la tracción.

Este material de múltiples propiedades como: Gran resistencia, elasticidad, ductilidad, duración, ha marcado el inicio de la construcción de grandes estructuras.

Paralelo al desarrollo del acero como material estructural, se presentaron progresos en las técnicas de ensayo de materiales y el análisis estructural, permitiendo que el diseño estructural de un arte a una ciencia aplicada.
1660**.** Hooke demostró que las cargas y las deformaciones son proporcionales.

1705. Bernoulli introdujo el concepto de que la resistencia de una viga en flexión es proporcional a la curvatura que provoca en la viga.

1744. Euler desarrolló la curva elástica de una columna esbelta sujeta a carga de compresión.

1867. Joseph Monier patenta el hormigón armado.

1875. William Ward construye el primer edificio de H° A° en Port CHESTER, N.Y. EEUU y reclama para sí ante la Sociedad de Ingenieros Mecánicos Americanos, la idea del H° A°., Cuando observaba que con dificultad obreros ingleses trataban de remover el cemento endurecido de sus herramientas de trabajo.

1877. Thadeus Hayatt fue el primero que analizó el comportamiento del H° A°

1884. E.L. Ramsome patenta la deformación de las barras por torsión para mejor la adherencia
.
1905. Se desarrollan las primeras especificaciones técnicas para puentes ferroviarios.

1923. La AISC desarrolla las primeras especificaciones para edificios.

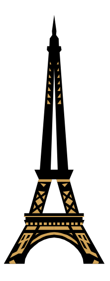
1931. Se desarrollan especificaciones para puentes carreteros.

1851. Palacio de Cristal en Londres, primer edificio construido con estructura metálica.

1851. Puente colgante Brooklyn Bridge en Nueva York, diseñado por Jhon A. Roebling con 486m de luz entre apoyos y tramos extremos de 286m, haciendo una longitud total de 1058m y se emplearon 20.000 ton. de acero.

1874. Eads Bridge. El primer puente que se construyó con acero estructural sobre el río Missisippi, San Luis. Construido con arcos tubulares de 159m de luz en los tramos centrales.

1889. Torre Eifiel, París. Diseñada y construida por Gustavo Eífiel, para la exposición Universal en París, tiene una altura de 300m y se usaron 7.700 toneladas de acero. Costo $us. 1.200.000. En la actualidad la Torre es un símbolo y un atractivo turístico de París, dispone de equipos con sintetizadores para transformar el ruido que provoca el viento en la estructura de la torre en agradables melodías.



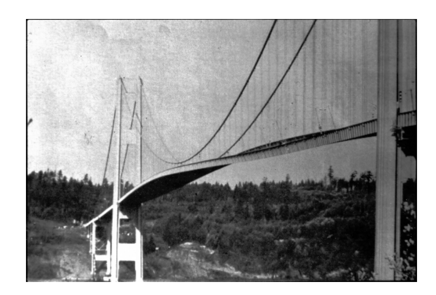
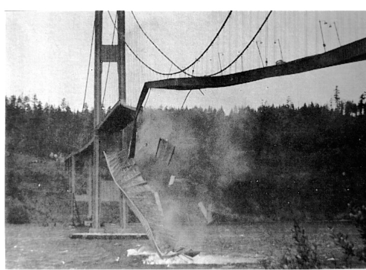
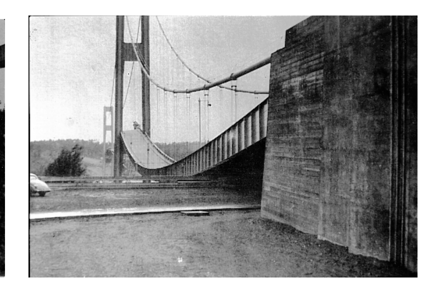
Torre Eifiel

1923. Eugene Freyssinet .- Hormigón pretensado.
1930. Empire State. Nueva York, EEUU. Edificio construido inicialmente con 86 pisos y luego se amplió a 102 plantas, estructura metálica. Llega a una altura de 381m, tiene 74 elevadores que pueden transportar 1.500 personas cada hora. En horario de trabajo puede alojar 50.000 personas Trabajaron en la construcción 3.500 personas.
1931. George Washington Bridge, Puente para uso mixto, diseñado por O.H. Omann, con 1066m entre apoyos intermedios, 8 vías y dos plataformas, la superior para vehículos y la inferior para trenes.

1932. L.S. Moisseiff y F. Lienhard desarrollan una teoría para el cálculo de puentes colgantes bajo la acción de cargas laterales, “Teoría de las deflexiones”

1937. Golden Gate, California, EEUU. Puente colgante con longitud entre apoyos intermedios de 1280m, dos cables principales de 93cm de diámetro y relación de altura a luz de 1:168, esta relación le da una gran resistencia torsional. Sin embargo este puente mostró una tendencia a oscilar por el viento y en diciembre de 1951, esta oscilación llegó a 3.30 m en la vertical y se tuvo que mejorar su rigidez torsional.

1940. Tacoma Narrow. Puente con luz principal de 853 m, relación altura luz de 1:350 y relación de ancho a luz de 1:72 contra 1:47 del Golden Gate. Desde su inauguración el puente tuvo la tendencia a oscilar con el viento, esta oscilación llegó a tener una amplitud vertical de 1.50m, luego la oscilación toma una forma torsional con una rotación de +45° a –45° hasta que falló, cuando se analizó la estructura para la acción del viento, solo se habían tomado en cuenta la presión estática y para estas resultaba completamente seguro pero no se consideró el efecto dinámico del viento. Después de este desastre, para el diseño de puentes colgantes el estudio aerodinámico forma parte importante del diseño.

Puente Tacoma: Oscila Falla Precipita

1960. Puente Verrazano, Nueva York. Con luz interior de 1298m relación altura luz de 1: 178

1967.Friedrich Ebert Bridge, sobre el Rin en Alemania al norte de Bonn, sistema Multicables.

1968. Kohlbrand Bridge, Hamburgo, muestra la primera aplicación del sistema de Multicables en un puente con doble cable y soportado por pilones en A.
1970.Torres Sears de Chicago, edificio de 110 plantas y 442m de altura estructura metálica formado por nueve tubos modulados de 22.80m de lado que se interrumpen a distintas alturas, formando una estructura escalonada y que terminan en dos módulos a partir del piso noventa. Se emplearon 160 kg/m^2 de acero de edificación contra 300kg/m2 de edificios con pórticos de 9m de luz, la deformabilidad horizontal se limitó a 7.5mm por planta
1970. Edificio World Trade Center, Nueva York 110 plantas y 417m de altura, estructura formada por un núcleo de estructura metálica y un sistema de soportes exteriores unidos con palastros que conforman un auténtico comportamiento tubular.

1970. Honshu – Shikoku, Japón. La luz mayor es de 1100m, de dos niveles, el superior de cuatro vías para vehículos y el inferior también de cuatro vías para trenes dos de las cuales son para uso de los trenes de alta velocidad los Shinkansen.

1975. Torre CN, Toronto Canadá. Altura de 555m. No es propiamente un edificio si no una antena de Telecomunicaciones.

1977. Rokko Bridge, Japón. Puente en dos niveles, se empleó el sistema Multicables.



MASP – San Pablo - 1978

1978. Museo de Arte de San Pablo MASP. Lina Bo Bardi. Luz = 70m Estructura de hormigón postensado

1988. Pirámide de Cristal, Arq. Ieoh Ming Pei, museo del Louvre París, versión moderna y transparente de las Pirámides Sagradas.

1988. Puente Seto Oashi, Japón. Puente colgante que une las islas de Shikoku con Honshu en el Japón longitud de 13,20 km. Tiempo de ejecución de 9 años y medio, costo de 7.500 millones de $us. Se utilizaron 294.000 km. de cables de 1m de diámetro, consta de dos plataformas, la superior una autopista y la inferior para trenes de alta velocidad. Por ser zona sísmica la estructura está calculada para resistir sismos hasta de 8 grados en la escala de Richter. Los cables están calculados para tener una duración de 200 años. En 1293, se produjo un sismo de 9.30 grados en la escala de Richter y dejó 200.000 muertos en Tokio y Yokohama.

1988. Puente Honshu-Shikoku, Akashi-Kaikyo Japón. El tramo más largo entre apoyos centrales de 1780m

1994. Aeropuerto de Kanshai Japón

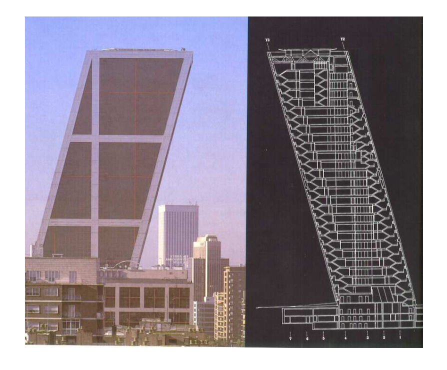
Construido en la bahía de Osaka a 25 Km. de Kobbe, sobre una isla artificial, la estructura y cubierta metálica antisísmica con columnas regulables por el hundimiento del terreno de 30cm por año. Las columnas fueron diseñadas con reguladores de nivel a través de sistemas hidráulicos. El costo de la construcción fue de 15.000.000.000 $us. En la actualidad tiene un flujo de 160.000 aviones al año es decir 439 vuelos al día.
En 1995 soportó un sismo de 7.20 en la escala de Richter, en la ciudad de Kobbe murieron 5000 personas. En 1998 azota la región un Tifón de 200Km/h que no causo mayores daños a la estructura.
En un futuro próximo se tiene proyectado construir un aeropuerto flotante presupuestado en 14.000.000.000 $us.

1996. Torres KIO Madrid España.- Proyecto de Burgie & Jonson – Domínguez & Martín
Proyecto con ambición antigravitatoria, conformado por dos torres inclinadas a 15° con un punto común situado en el eje de la calle, la geometría corresponde a un paralelepípedo de bases horizontales de 35 m de lado y una altura de 115m. El desplazamiento que resulta respecto a la base es de 30m, lo que produce una estrecha banda de 5m de ancho, que se solapa de base a cubierta, lo suficiente para la disposición vertical del núcleo de ascensores que marcan la línea vertical de la fachada.

Torres KIO - Madrid



Torres KIO Puertas de Europa



Estructura

Consta de tres plantas en sótano y 26 plantas coronadas por un helipuerto.

Estructura.- La estructura de la torre debe resolver no solo la transmisión de las cargas verticales hasta la cimentación, si no también las cargas laterales que tienden a volcar el edificio.
Se planteo una estructura principal compleja, una megaestructura capaz de cumplir con los esfuerzos que la solicitan
La torre consta de un entramado de pilares y vigas de gran rigidez ante los esfuerzos laterales y con un núcleo central de hormigón que actúa como una gran viga en voladizo que proporciona rigidez al conjunto. Unos cables postesados incluidos a lo largo de la fachada trasera, introducen una importante fuerza inclinada en la coronación del edificio que producen un efecto opuesto a la inclinación de este.

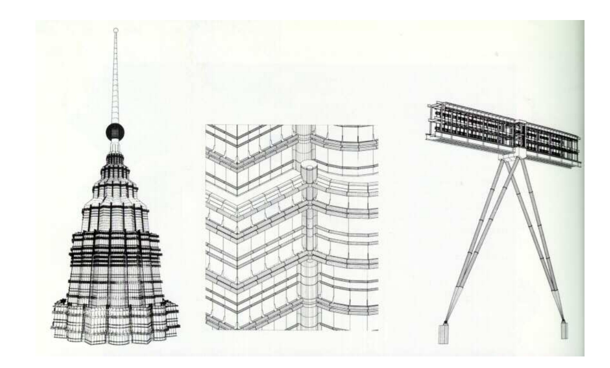
En el extremo superior de la estructura, un conjunto de vigas en celosía de extraordinaria rigidez, son las encargadas del reparto y transmisión de las fuerzas horizontales debidas al postesado.
El conjunto es capaz de resistir las fuerzas exteriores con un valor admisible de desplazamiento, que pueden ser controlados en el futuro gracias a los cables dejados en reserva dentro del conjunto del postesado y llevarlas hasta el nivel de cimentación.
La cimentación cumple un doble papel, reparte las cargas sobre el terreno y proporciona estabilidad al conjunto mediante la disposición de un contrapeso que contrarresta los efectos de vuelco producidos por la inclinación. Este contrapeso de 15000 ton por torre, es un dado de 60x10x10 metros, queda enterrado por debajo del nivel de la solera y sirve como anclaje de los cables del postesado principal.
La cara que se inclina sobre la plaza está triangulada en toda su altura con unos perfiles laminados.

1996.Torres Petronas, Kuala Lumpur - Malasia, país situado al sur de Vietnam que tiene 18.000.000 de habitantes y una extensión de 307.571 Km2. Este edificio tiene una altura 450m y supera por 6.70m a las Torres Sears de Nueva York de 443 m considerado hasta hace poco el edificio más alto del mundo, proyecto de la firma Cesar Peli & Asociados. Consiste en un par de torres de 88 pisos y sobre cada torre una afilada saliente de 75m unidas a la mitad por un puente aéreo de cristal de 48.76m. La fundación se la construyó a 120m de profundidad sobre lecho rocoso. Para construir la torre se utilizaron muros muy delgados pero fuertes, hechos de Ho Ao de gran resistencia para conformar los marcos perimetrales y las paredes exteriores.

Torres Petronas



Torres Petronas Kuala Lumpur -Malasia



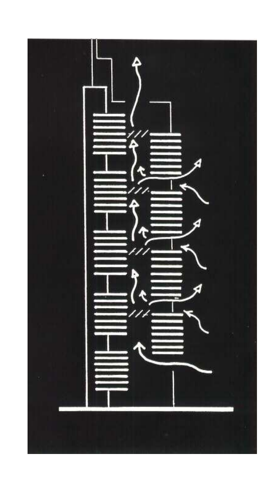
Estructura

El edificio esta proyectado para resistir vientos con una velocidad de 105 km/h, según exigencias de los códigos para esa zona. Modelos del edificio fueron probados en túnel de viento, primero usando una simulación por computadora y después un modelo real. El puente entre las torres fue construido en acero y rodeado por cristal, el puente de dos niveles empieza en el piso 29, donde dos tubos de acero semejan bisagras que se extienden de un par de uniones hacia las vigas del puente, este ensamblaje mantiene el puente centrado entre las torres, conforme estas se mueven en respuesta al viento. El puente se fabricó a nivel de suelo y en tres días se lo elevó a su posición definitiva.
Fachada.- Los paños de fachadas construidos en muros cortinas de aluminio gris y ventanas practicables, pilares recubiertos en chapas de aluminio

1997. Edificio Commerzbank – Frankfort Alemania.- Arq. Norman Foster & Partiners.
Es el primer ejemplo de rascacielos proyectado con criterios ecológicos. Torre de 60 plantas, con una altura de 300m, cada oficina esta diseñada para tener ventilación natural a través de las ventanas y par disfrutar de vistas sobre la ciudad y los grandes patios interiore ajardinados.
Estructura- Diseñado por el equipo de Ingeniería OVE ARUP, se organiza a través de pares de grandes pilares en las esquinas, encerrando los núcleos de comunicación vertical y de servicios. Estos pilares soportan grandes vigas Vierendel que cubren toda la luz de los espacios de oficinas, permitiendo no solo que no haya pilares intermedios en las plantas es decir resultando una fachada autoportante.







Hotel Jumereiah Edificio Ecológico Commerzbank – Francfort Alemania Estructura

1998.Hotel Jumeriah –Dubai –Emiratos Arabes.- W.Right. Situado sobre isla artificial Altura: 56 pisos

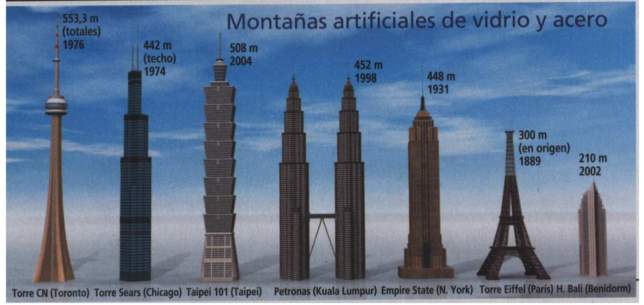
1999-2004 Torre Grollo – Merlbourne, Australia.
Altura de 560m y 120 plantas, altura mayor en siete metros que la Torre CN de Toronto Canadá que tiene 555m. Ingeniero principal Nat Bonacci. Excavación de base 450.000m3. Se utilizarán 240.000m3 de hormigón. Costo 1.000 millones de dólares.
Se considera que los grandes edificios, causan problemas medioambientales sociales y económicos, entre dichos problemas figuran las repercusiones en la estética de la ciudad, el oscurecimiento de barrios enteros por la sombra del Edificio, la influencia de este en los vientos, los problemas de tráfico que generará a su alrededor o el exceso resultante de espacios para oficinas.

2004 Taipei 101-Taiwán.-Tiempo de construcción 6 años 1997-2003 . Altura 508m Ascensores: 63 grupos





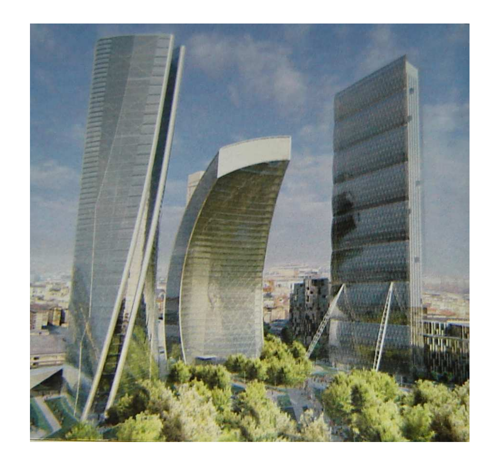
Taipei 2005 Francia Puente Ortotrópico - Montaje

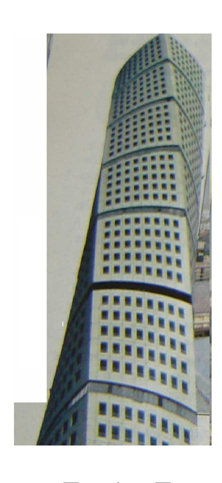


Edificios según orden de altura y cronología

2004 Tuning Torso Malmo Suecia.- Calatrava

2005 Viaducto de Millaux – Norman Foster: Puente ortotrópico – Francia. Construido a 334m sobre el lecho del río Tarn, salva una distancia de 2460m, une Paris con el Mediterraneo. Proyectado para resistir vientos hasta 200km/h y una vida útil de 120 años. Siete pilares con base de pilotes de 15m y dos estribos de Hormigón y tablero ortotrópico muy liviano (36000ton de acero) sustentado por tirantes que se apoyan en pilones de 90m de altura, pendiente de 3% describiendo una curva leve.
Los tableros se lanzan usando tecnología hidráulica desde plataformas situadas en ambas orillas del rio Tarn usando 64 gatos hidráulicos controlados por computadora y guiados por GPS . El lanzamiento requiere de cinco pilotes metálicos telescópicos provisionales que sirven de apoyos intermedios. Las obras se iniciaron en 200.



Daniel Libeskind: Proyecto de edificios - Milan

Calatrava: Turning Torso Malmo - Suecia

¿Existen límites para la altura de los edificios?. El proyectista de las Torres Petronas, opina que existen soluciones para cualquier problema técnico "conforme los edificios se acercan a niveles de 200 a 300 pisos, la presión atmosférica y la velocidad de los elevadores será el problema". Los edificios mas altos requerirán de elevadores con cabinas presurizadas o crear zonas con presiones secuenciales para que la gente se adapte gradualmente al aumento o a la disminución de la presión atmosférica. Ya existen propuestas para crear edificios de 120 y 140 niveles y en el futuro próximo será común llegar a los 300 pisos es decir unos 1120m de altura.

La torre Aerópolis 2001 ó Alice 2001 proyecto de la empresa Japonesa Ohbayashi es de 500 pisos, es decir 2000m de altura y se profundiza cincuenta metros hacia el interior de la tierra, este proyecto contempla ascensores electromagnéticos de alta velocidad con paradas secuenciales.
Los problemas que ocasionarán este tipo de construcciones son: Congestionamiento, los servicios sanitarios e hidráulicos de la ciudad resultarán insuficientes, producirán el oscurecimiento de la zona, obstrucción a la circulación del viento, la densificación de la zona demandará también un replanteo del tráfico vehicular y estacionamientos. Podríamos decir en este sentido que los únicos límites para la altura de los edificios, son los impuestos por la economía y por las sociedades.

°

Sky City One 2013: Ciudad de Changasha China Proyecto y construcción.- Board Sustainable Building (BSB)
Altura. 838m, 220pisos y 104 ascensores. Tiempo de construcción: 90días y 95% de la torre será prefabricada inicio.
Inicio de la construcción - Noviembre de 2012
Conclusión de la obra.- Enero de 2013
En enero la BSB, monto un edificio de 30 pisos en 360 horas y dos años antes construyó un edificio de 15 plantas en 144 horas. Ambas construcciones son sismo resistentes.

Tema 1 **ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL**

1.0.1 Hierro. Metal dúctil muy útil en la industria y la construcción, se lo encuentra en la naturaleza en diferentes formas, como óxido férrico FeO_3 en el Mutún. Este yacimiento, es considerado como una de las reservas de hierro más grandes en el mundo [40.000.000.000 de toneladas de hierro]. En 1976 la firma consultora Arthur C. Mac Kee hizo estudios geológicos y mineros en el cerro Mutún situado a 30km al sur oeste de Puerto Suárez - 19º 53¨ de latitud sur y 57º 53¨ al oeste del meridiano de Greenwich, en la frontera de Bolivia con Brasil

1.0.2. Acero. El acero es el principal material utilizado en las estructuras metálicas, por que posee resistencia mecánica, es plástico y tiene buena soldabilidad.

La composición química condiciona las propiedades del acero, el carbón aumenta la resistencia pero disminuye su soldabilidad y plasticidad, por esta razón para las estructuras se emplean aceros de hasta 0.22% de C.

1.0.3. Aceros de baja aleación. El aumento de la resistencia del acero sin bajar su plasticidad, se consigue con aleaciones de Mn, Si, Cu, Ni, Cr etc. Las impurezas como: el **S** provoca fragilidad a temperaturas elevadas y el **P** provoca fragilidad a temperaturas bajas.

También se logra aumentar la resistencia del acero por endurecimiento térmico.

1.0.4. Aceros de alta resistencia. Ya sabemos que la alta resistencia del acero se puede conseguir por dos procedimientos, mediante una adecuada composición química del acero o mediante tratamientos físicos posteriores a la laminación.

1.0.5.Aceros de dureza natural. Mediante el primer procedimiento se eleva la proporción de carbono lo que eleva la resistencia y al mismo tiempo se añaden cantidades adecuadas de otros elementos como Mg y Si. Estos son los llamados **aceros de dureza natural** que se laminan en caliente igual que los ordinarios. Al acero para armadura de H° A° se le imprime mediante los cilindros de laminación resaltos o corrugaciones para mejorar su adherencia.

1.0.6. Aceros endurecidos por deformación en frío. En el segundo caso se estiran y retuercen en frío barras de acero ordinario o barras de acero de dureza natural

1.1.1.Ventajas del acero como material estructural

- Alta resistencia que permite cubrir grandes luces con peso propio reducido
- Elasticidad y soldabilidad.
- Adaptación a prefabricación.
- Durabilidad con mantenimiento adecuado.
- Ductilidad que permite aceptar grandes deformaciones antes de fallar.
- Rapidez de montaje de la estructura: 1:3 con relación a una estructura de H° A°
- Pronta recuperación del capital invertido.
- Tenacidad y resistencia a la fatiga.
- Estructura 30% más liviana que una de H° A°, lo que se traduce en menor carga para las fundaciones.
- Mayor área útil por planta por que las columnas resultan de menor sección.
- Máximo aprovechamiento en términos de área útil.
- Permite el refuerzo de estructuras existentes.
- Reaprovechamiento de estructuras existentes ó valor de rescate.

1.1.2 Desventajas del acero como material estructural

- Costo de mantenimiento. Requiere de un pintado periódico para evitar la oxidación.
- Las elevadas temperaturas que se generan en los incendios hace que disminuya la resistencia del acero por este motivo la estructura debe ser protegida con material retardador de calor.

1.2 Normas y Especificaciones

DIN Deutsche Industrie Normen
AISC American Institute of Steel Constructión: " Diseño de Edificios"
AISC DEA Diseño por Esfuerzos Admisibles
AISC DCCR - LRDF Especificaciones para Diseño de estructuras metálicas por los estados límites
AWS American Welding Society, "Cálculo y ejecución de estructuras de acero con soldadura"
AASHT0 American Associatión of State Highway and Transportatión Officials.
AREA American Railway Engineering Associatión
UBC Uniform Building Code
ASTM American Society for Testing Materials
AISI American Iron and Steel Institute "Diseño de Estructuras de Perfiles Ligeros"
NB-14 Normas Brasileñas para estructuras de acero
NB-147 Normas Brasileñas para el cálculo y ejecución de estructuras de acero con soldadura

1.3 Propiedades del acero como material estructural

Ductilidad.- Es una propiedad importante de os aceros estructurales . Permite la redistribución de esfuerzos en miembros continuos y en puntos de altos esfuerzos locales, como son los agujeros y otras discontinuidades**.** Un material dúctil es el que tiene un alargamiento a tracción relativamente grande hasta llegar al punto de rotura, por ejemplo el acero estructural.

Fragilidad.- Un material frágil tiene acepta una deformación relativamente pequeña hasta llegar al punto de rotura como el hierro de fundición y el hormigón.

Probetas de ensayo.- Las Normas ASTM prescriben los siguientes tipos de probetas:

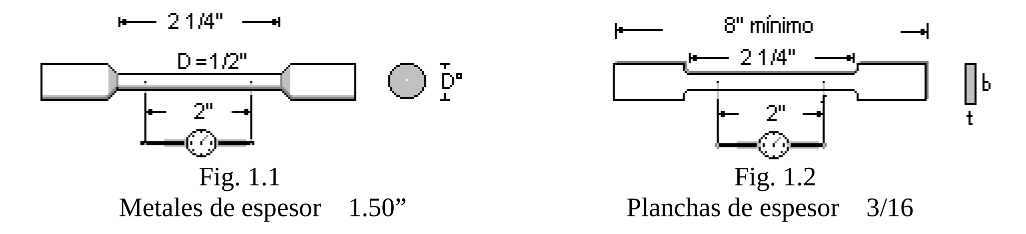


Fig. 1.1
Metales de espesor 1.50"

Fig. 1.2
Planchas de espesor 3/16

La parte central de las probetas es más delgada que los extremos para que no se produzca el fallo en la parte de las mordazas, los chaflanes son para evitar concentración de tensiones en la transición de los dos anchos diferentes.

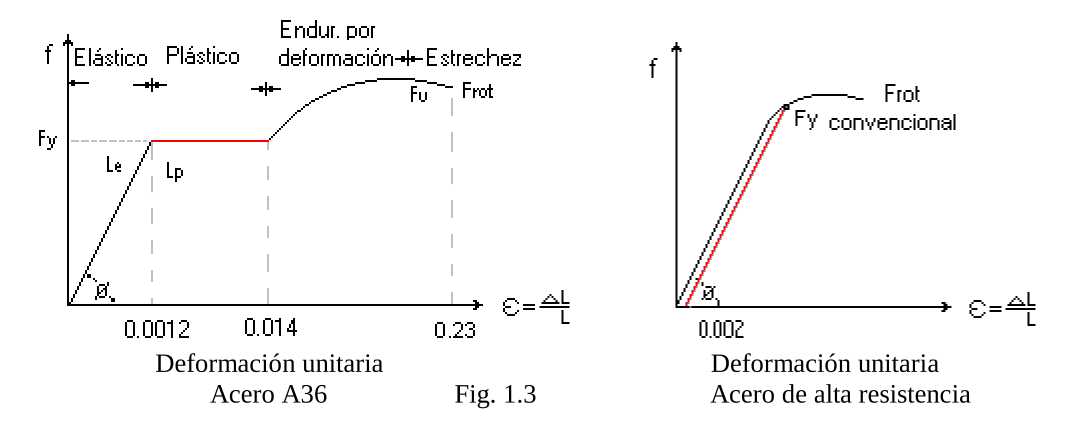
Curva tensión – deformación. Las propiedades de tensión del acero, generalmente se determinan a partir de pruebas de tensión en pequeñas probetas, de acuerdo a los procedimientos de la ASTM. Rara vez se necesita hacer pruebas de compresión para los aceros estructurales, ya que los puntos de fluencia y los módulos de elasticidad determinados a tensión y a compresión son casi los mismos.

Intervalos de deformación.

Rango elástico. Cuando se somete a prueba una probeta, se observa un intervalo elástico inicial en el cual no hay deformación permanente. Así si se suprime la carga, la probeta regresa a su dimensión original.

Rango inelástico. Tiene dos partes un rango plástico, en la cual la deformación aumenta sin que aumente de manera considerable el esfuerzo. A este le sigue una zona de endurecimiento por deformación, en la cual el aumento de la deformación está acompañado por un significativo aumento de esfuerzo.

Ensayo tensión – deformación A36 Acero dulce



Deformación unitaria Acero A36 Fig. 1.3 Deformación unitaria Acero de alta resistencia

Límite de proporcionalidad. [Lp]**.** Es el mayor esfuerzo para el cual tiene aplicación la ley de Hooke o el punto más alto sobre la porción de línea recta del diagrama.

Límite elástico. [Le] Este punto casi coincide con **Lp** y define la tensión máxima que se produce en un ensayo de tracción simple de modo que no haya deformación permanente o residual al retirar totalmente la carga.

Zona Elástica. Región ó campo que va desde el origen hasta el punto **Lp**

Zona Plástica. Región comprendida entre el límite de fluencia inicial y fluencia final.

Límite de fluencia. [Fy]. Es el esfuerzo que corresponde a un incremento de deformación sin el correspondiente incremento de tensión, es el primer punto donde la tangente a la curva es horizontal, y su deformación es de 10 a 15 veces la deformación elástica.

Resistencia a la Tracción o Resistencia Ultima [Fu]**.** Es la máxima tensión que alcanza el material durante el ensayo.

Resistencia de Rotura [Fr]. Es el último punto de la curva Tensión - Deformación.

Estricción. Relación entre la disminución del área de la sección transversal inicial y final.

$\Psi = (A-A°)*100/A$ A = Area inicial A° = Area final

Límite Elástico Convencional. Para los aceros de alta resistencia cuyo diagrama no muestra un límite de Fluencia específico, se toma como tal a la tensión en la cual aparecen alargamientos residuales de 0.20%.

Módulo Elástico [E] o módulo de Young

$tg\o = E$ $\varepsilon = \Delta L / L$ deformación unitaria. Para el acero E = 2100000 Kp/cm^2 ó 210000MPa
Las deformaciones que están más allá del rango elástico, se denominan rango inelástico que a su vez se compone de dos partes en la gráfica tensión deformación del acero laminado, un **rango plástico** en el cual la deformación aumenta sin que aumente el esfuerzo. A esto le sigue una zona de **endurecimiento por deformación,** en la cual el aumento de deformación está acompañado por un considerable aumento de esfuerzo. Sin embargo las curvas para aceros tratados térmicamente por lo general no exhiben un rango plástico claramente marcado ni una gran cantidad de endurecimiento por deformación.
E´´= 4200 MPa

Coeficiente de dilatación lineal $\propto = 0.000012/°C$ **Peso específico.** $\gamma = 7850$ Kp/m³ **Punto de fusión**: 1535ºC

Módulo de Poisson [ν]**.** Relación entre la deformación en la dirección transversal y la deformación longitudinal. Este valor e prácticamente el mismo para todos los aceros estructurales, es decir, ν = 0.30 en el rango elástico y ν =0.50 en el rango plástico.

Propiedades a cortante G. La razón del esfuerzo cortante a la deformación cortante durante el comportamiento elástico inicial es el módulo cortante G = E / 2(1+ν) .Valor mínimo para los aceros estructurales: G = 775000 Kp/cm^2

Esfuerzo de cedencia a cortante. Fvy = 0,57Fy Fy =esfuerzo de cedencia a tensión.

Resistencia a la Fatiga. Se llama resistencia a la fatiga al esfuerzo al cual el acero falla bajo aplicaciones repetidas de carga. Un miembro estructural sometido a cargas cíclicas puede fallar por iniciación y propagación de grietas, que pueden ocurrir a niveles de esfuerzo inferior al de fluencia.

Fractura frágil. Bajo combinaciones adversas de esfuerzos de tensión, temperatura, velocidad de aplicación de cargas, discontinuidad geométrica, muesca un miembro puede experimentar una fractura frágil, se inicia con agrietamiento y con poca indicación de deformación plástica.

Pruebas de dureza Brinell. En esta prueba se obliga a una pequeña esfera de tamaño especificado a penetrar en una probeta mediante la aplicación de una carga estática conocida. El diámetro de la indentación hecha en la probeta puede medirse con un microscopio micrométrico. El número de Dureza Brinell puede calcularse con la razón de la carga aplicada, al área superficial de la indentación.

Prueba de dureza Rockwell. Un indentador de diamante esferocónico se usa para formar la indentación y la profundidad diferencial se mide con un instrumento incorporado de medición.
El número de la dureza se considera relacionado con la resistencia del acero a la tensión.

Efecto de la temperatura sobre las propiedades de la tensión.

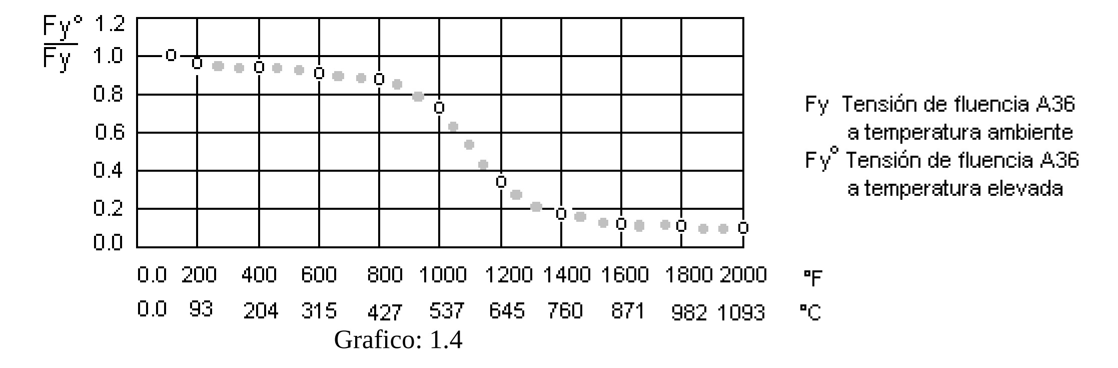


Grafico: 1.4

Para: 1000°C Fy° = 0,67x2530 = 1695kp/cm^2

El módulo de Elasticidad disminuye con el aumento de temperatura

°C	E	°C	E
00	E	204	0.93E
40	E	407	0.83E
93	0.97E	645	0.71E

Tabla 1.1

La variación del módulo de Cortante con la temperatura es similar al que muestra el módulo Elástico.
La relación de Poissón no varía en este rango de temperatura.

Esfuerzos residuales. Los esfuerzos que quedan al interior de los miembros estructurales después del laminado o fabricación.

Fatiga. Un miembro estructural sometido a cargas cíclicas puede eventualmente fallar por iniciación y propagación de grieta. Este fenómeno se denomina **fatiga** y puede ocurrir a niveles de esfuerzo muy por debajo del esfuerzo de fluencia.

Fractura frágil. Es una falla que ocurre por agrietamiento con poca indicación de deformación plástica.

Fractura dúctil. Ocurre principalmente por corte, por lo general precedida por una considerable deformación plástica principalmente por corte

Prueba de Charpy de muesca en V. Evalúa la tenacidad de muesca, es decir la resistencia a la fractura en presencia de muesca. Se ensaya una probeta con una muesca en forma de v en su parte media, apoyada como si fuera una viga y es fracturada por un golpe que proviene de un péndulo oscilante. La cantidad de energía para provocar la fractura se expresa como porcentaje de la superficie que muestra haberse fracturado por corte..

1.4 Tipos de Aceros: En función del porcentaje de carbono se puede clasificar en:

Tabla 1.2

Tipos de aceros	Contenido de carbono
Bajo carbono	C < 0.15%
Moderado carbono	0.15% < C < 0.29%
Medio carbono	0.30% < C < 0.59%
Alto carbono	0.60% < C < 1.70%

El acero A36 tiene un contenido de: C.…….. 0.26% máximo Fy = 2530Kp/cm^2
P………0.04% máximo Fu = 4080Kp/cm^2
S ……..0.05% máximo

Tipos de aceros

Tabla 1.3

	Designación ASTM	Fy(Ksi)	Fy (MPa)	Fu (MPa)	Espesor (pul)	Def %
Carbono	A36	36	253	408	< 8.0	20
		32	225	408	> 8.0	
	A529	42	295	420	< 0.5	
Baja aleación	A441	50	351	490	> 1.5	
Alta resistencia		46	323	471	0.75 – 1.5	
		42	295	443	1.50 – 4.0	
		40	281	420	4 – 8.0	
Resistente a la corrosión	A242	50	351	490	0.75	18
Baja aleación		46	323	469	0.75 < 1.5	
Alta resistencia		42	295	441	1.50 < 4.0	
	A588	50	351	490	< 4.0	18
		46	323	469	4 - 5	
		42	295	441	5– 8	

15. Aplicaciones

A36 para puentes y edificios
A242 Resistencia a la corrosión mayor a cuatro veces la de los aceros al carbono de uso estructural.
A588 Resistente a la corrosión mayor a cuatro veces la resistencia de corrosión atmosférica de los aceros al carbono de uso estructural y puede mejorar al doble con un añadido en su fabricación de 0.20% de Cu. El A242 y el A588 son llamados aceros autoprotegidos contra la corrosión.

Aceros con tratamiento térmico. Tanto los aceros de baja aleación como los aceros al carbono pueden tener su resistencia aumentada por el tratamiento térmico pero se ve resentida la soldabilidad, por esta razón no es usual su empleo en estructuras corrientes.

Los pernos de alta resistencia se fabrican con acero de medio carbón con tratamiento térmico. ASTM A325. Los aceros de baja aleación con tratamiento térmico se emplean también para pretensado y para pernos de alta resistencia ASTM A490.

16.- Perfiles comerciales.- Se fabrican por laminación en caliente y en frío.
Secciones comerciales: WF o W

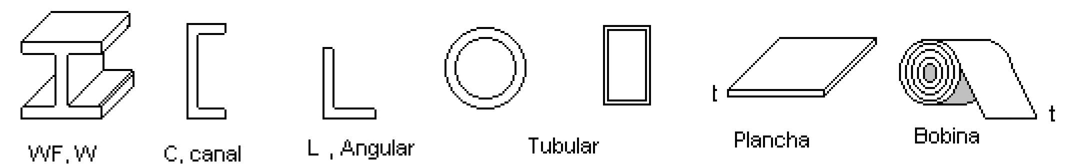


Grafico:1.2

Perfiles conformados en frío.



Cortadora – Cizalla



Dobladora



Plegadora
Gráfico 1:3

ooooooooooooooooooooooooo

ESTRUCTURAS METALICAS

Tema 2 **METODOS DE DISEÑO**

2.1 Diseño por Esfuerzo Admisible DEA – ASD (Allowable Stress Design). Utiliza un factor de seguridad (ø) referido al límite de fluencia del material

f_t = øFy f_t = tensión permitida a la tracción

Los esfuerzos reales se comparan con los permitidos $f_r \leq f_t$ tensión admisible
No se hace distinción entre las diferentes clases de cargas.
Especificaciones.- AISC ASD, 1989 DEA - AISC

2.2. **Diseño por el método de Los Estados Límites**. En 1986 las especificaciones AISC introdujo oficialmente el nuevo método de Diseño del Factor de Carga y Resistencia, DFCR ó LRFD (Load and Resístance Factor Design).
Las estructuras se diseñan para no exceder ningún estado límite aplicable al someter la estructura a las combinaciones de cargas establecidas por las normas.
La estructura puede ser desechada al agotar la capacidad portante ó al presentar deformaciones excesivas.
Se utiliza un factor diferente para cada tipo de carga y otro para la resistencia.

$\sum \gamma_i Q_i \leq øR_n$ γ_i = Factores de ampliación carga ø = Factor de resistencia
Rn = Resistencia nominal o Resistencia última teórica Qi = Cargas ó efectos de cargas

El lado izquierdo representa la combinación de cargas o efecto de ellas multiplicadas por sus correspondientes factores de carga. El lado izquierdo es independiente del material.
El lado derecho es el producto de la resistencia nominal y un coeficiente de reducción de resistencia ø.
La teoría de probabilidades es la base del método DFCR. y supone que el efecto de carga Q y la resistencia R son variables aleatorias estadísticamente independientes.
Especificaciones.- AISC, 1994 LRFD AISI, 1996 para perfiles conformados en frío
Las cargas se toman de las especificaciones y los factores de carga son determinados a partir de estudios estadísticos de cargas para construcción.

Cálculo de las solicitaciones. Se pueden calcular por dos procedimientos: Régimen elástico y régimen plástico, donde se considera la redistribución de tensiones provocadas por las cargas y es aplicado mayormente a las estructuras estáticamente indeterminadas. Sin embargo en la práctica el cálculo elástico de los esfuerzos es el más utilizado por su simplicidad.

2.2 **CARGAS**

CM Carga muerta ⇒ peso de la estructura, muros y divisiones.
CV Carga viva de piso ⇒ peso de las personas, muebles, equipos y divisiones móviles.
Cvt Carga viva de techo ⇒ carga de montaje
CS Carga sísmica
CLI Carga del agua de lluvia, hielo ⇒ considera el encharcamiento.
CN Carga de nieve
Cvi Carga de viento

2.3. COMBINACIONES DE CARGAS

1.40CM	1.1
1.20CM + 1.60CV + 0.50[Cvt, CN o CLI]	1.2
1.20CM + 1.60[Cvt, CN ó CLI] + [0.50CV ó 0.80Cvi]	1.3
1.20CM + 1.30Cvi + 0.50CV + 0.50[Cvt, CN ó CLl]	1.4
1.20CM ± 1.00CS + 0.50CV + 0.20CN	1.5
0.90CM ± [1.30Cvi ó 1.00CS]	1.6

Estas combinaciones son para calcular los estados límites de resistencia.

Para calcular los estados límites de utilización [deflexiones] se deben utilizar las cargas de servicio.
El factor que afecta a CV en 1:3, 1:4, 1:5 debe ser igual a 1 para cargas de garajes, sitios de reuniones públicas y áreas donde la carga sea mayor de 500 kp./m²

2.3.1 Ejemplo

Viga solicitada por un momento debido a carga muerta CM = 500 N-m y momento de CV de 200 N-m

Determinar la resistencia necesaria.

1.40Cm = 1.40*500N-m = 700N-m
1.20CM +1.60CV = 1.2*500 + 1.60*200 = **920 N-m** Rige

2.4. 1 Ejemplo. Viga solicitada por: CM = 1000N, CV = 500N, Cvi = 200N

Determinar la carga aplicable.

1.40*1000 = 1400 N
1.20*1000+1.60*500 = **2000 N** Rige
1.20*1000+0.80*200 = 1360 N
1.20*1000+1.30*0.50*500 = 1525N

2.5. Cargas CM = 100KN, CV = 75KN, 10KN de [Cvt, CN ó CLI]
Cvi = 50KN y CS = 20KN.

Determinar la resistencia necesaria

2.1	1.40*100	140	
2.2	1.20*100+1.60*75+0.50*10	245	
2.3ª	1.20*100+1.60*10+0.50*75	173	
2.3b	1.20*100+1.60*10+0.80*50	176	
2.4	1.20*100+1.30*50+0.50*75+0.50*10	**228**	Rige
2.5ª	1.20*100+1.50*20+0.20*10	152	
2.5b	1.20*100+1.50*20+0.50*75	188	
2.6ª	0.90*100-1.50*20	60	
2.6b	0.90*100-1.30*50	25	

°°°°°°°°°°°°

Tema 3 MIEMBROS SUJETOS A TENSION

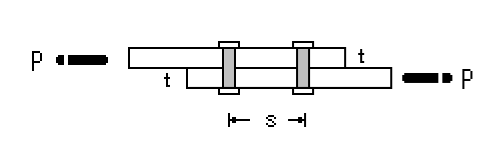
3.1 Método de diseño elástico **DEA - AISC**

Tensión admisible f_t = 0.60Fy Control de fluencia
f_t = 0.50Fu Control a resistencia última
f_t = 0.45Fy Barras de ojo en unión con pasadores
Resistencia de diseño P_d = 0.60 Fy *A P_d = 0.50 Fu*An ⇒ Rige la menor
P_d = Carga de diseño A = área total o bruta An = área neta
A_{ncr} = Area neta crítica ⇒ Rige la menor

Relación de esbeltez λ λ ≤ 300 **Máxima**
λ ≤ K*L/r K = Factor de vínculo L = Longitud entre conexiones
KL = Longitud efectiva r = Radio de giro mínimo

Se específica un límite de esbeltez para proporcionar rigidez al miembro y prevenir deflexiones laterales o vibraciones excesivas.

3.2 Espaciamiento. Designación: g = Gramil ó espaciamiento vertical mínimo g = 3D
s = Paso o espaciamiento horizontal mínimo s = 3D
g´ = Distancia al borde g´= 1.5D
s´ = Distancia al borde s´ = 1.5D ⇒ 2
D = Diámetro D' = D+1/8" D' =Diámetro del hueco



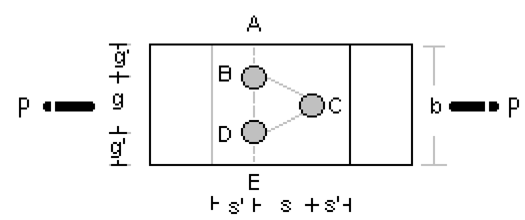


Fig 3.1

3.2 Espaciamiento. g = Gramil ó espaciamiento vertical mínimo g = 3D
s = Paso o espaciamiento horizontal mínimo s = 3D
g´= Distancia al borde g´= 1.5D
s´ = Distancia al borde s´= 1.5D ⇒ 2D
D = Diámetro D' = Diámetro del hueco

3.3 Sección transversal

Area bruta A = b*t

Area neta sección (ABDE**)** An = t [b - n*D´] 1a. Trayectoria

Area neta sección (ABCDE**)** An = t [b - n*D´+∑ [s^2/4g] 2ª. Trayectoria Pero An ≤ 0.85A

Area neta crítica Anc. La menor de todas
Area efectiva Ae = U*An Factor de eficiencia U = 0.90 ⇒ U = 0.75

Donde:
n ⇒ Número de huecos en la trayectoria considerada. D ⇒ Diámetro del perno o remache.
D´ = D + 0.32cm ⇒ diámetro del hueco D' = D +1/8" ⇒ 1/16" por holgura y 1/16" por imperfecciones.
t ⇒ Espesor de la placa b ⇒ Ancho de la placa.

Ejemplo 3.4

Calcular la carga aplicable a las placas de la fig. 3.1
A36 t = 1cm, b = 10cm, D = 1cm ∴ D' = 1.32cm s = 3cm g = 3cm
A = 10cm^2 An1 = 7.36cm^2 An2 = 7.54cm^2 Pero An ≤ 0.85 A ∴ ⇒ 7.36cm^2 ≤ 8.50cm^2

Sección bruta P = A*0.60Fy = 1cm*10cm*0.6*253MPa P =15180Kp
Sección ABDE P = An*0.50Fu An=[10 -2*1.32]1 An=7.36cm2 P=0.5*7.36*408MPa P =15010Kp Rige
Sección ABCDE P = 0.50 Fu*An ⇒ An =1cm[10cm - 3*1.32cm+2(3cm) ² / 4*3cm] P = 15380Kp
P = 15380Kp

3.4 Diseño por DFCR Especificaciones AISC – LRFD

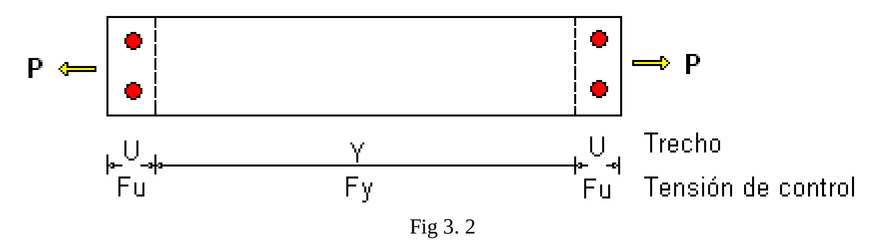


Fig 3. 2

Trecho Y – Región de la barra donde no es permitido alargamiento generalizado por inutilizar a la pieza por deformación excesiva.
Trecho U – Región de la barra donde no hay uniformidad de tensiones, especialmente cercano a los huecos. Por ser una región estrecha se permite un alargamiento localizado, más no podrá haber ruptura última.

Un miembro en tensión puede fallar por dos causas: Excesiva deformación o fractura.

$\sum \gamma_i Q_i = \phi R_n$ γi = Factor de carga ø = Factor de Resistencia
Rn = Resistencia Nominal Qi = Cargas ó efecto de ellas

Fluencia de la sección transversal bruta Rd = øRn = 0.90Fy*A
Fractura en la sección transversal neta Rd = øRn = 0.75Fu*An

Ejercicio 3.6 Par la figura fig. 3.1, Determinar la carga de servicio para CM por el método DFCR
D = 1cm.∴ D' = 1,32cm b = 10cm t = 1cm. CM =? Anc = 7.36cm^2 Fu = 408Mpa Fy = 253Mpa
Area bruta A = 10cm² 1.40CM = øFyA = 0.90*253MPa*10cm^2 CM = 16264 Kp
Anc = 7.36cm ^{2} 1.40CM = øFuAn = 0.75*408MPa*7.36cm^2 CM = 16087Kp ⇒ Rige

Ejemplo 3.7 Determinar el paso de dos pernos B,C, de las placas de la figura 3.2, de manera que la capacidad de la placa resulte igual a la sección con un hueco[ABE].

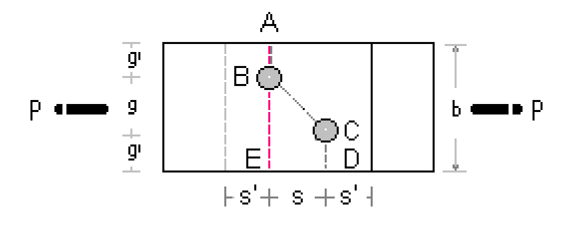


fig 3.3

Trayectoria ABE An1 = t(b – D')

Trayectoria ABCD An$_2$ = $[b - 2D' + \frac{s^2}{4g}]t$ Igualando An$_1$ = An$_2$ s = $\sqrt{4D'g}$

Si: D =7/8” g = 3D ⇒ s = 3.46D

Barras

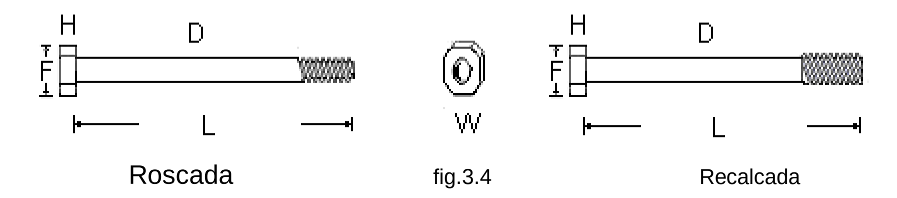


fig.3.4

Piezas con extremidades roscadas Rd = øRn = 0.75*Fu*An

Area efectiva traccionada en la raíz de la rosca An = 0.75A

Ejemplo: Determinar la carga de servicio P = ? para un tensor de D = 1.27cm A = 1.27cm^2 CM = 50% y CV = 50% ⇒ 1.20*0.50P +1.60*0.50P = 1.40P γ =1.40 ∴

1.40P = 0.75x4085Kp/cm^2 x 0.75x 1.27cm^2 ⇒ P = 2082Kp

3.6. Cables

Son los miembros más simples y flexibles para el diseño a tensión, formados por uno o más grupos de alambres, torones o cables.

Torón.- Es un arreglo helicoidal de alambres en torno de un núcleo para obtener una sección simétrica.

Cable.- Es un conjunto de torones arreglados en torno a un núcleo formado por un torón, cable de alambre o de fibras.

Tesador

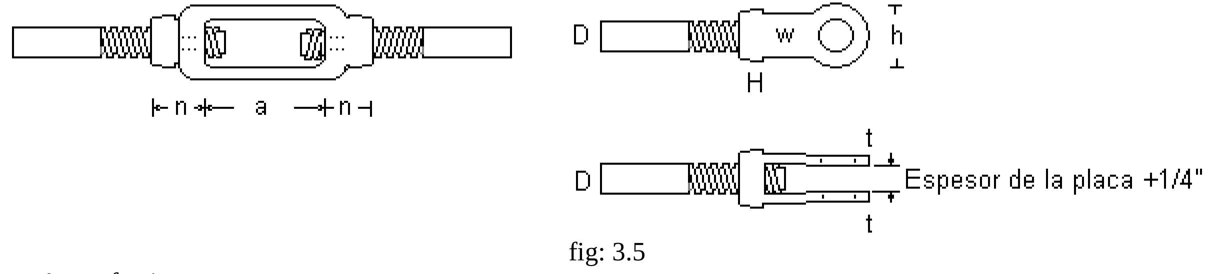


fig: 3.5

Ae = Area efectiva

Su resistencia de fluencia mínima se mide a un 0.70% de alargamiento bajo cargas, y su módulo elástico va de 1,90x10^6 a 2,10x10^6 kp/cm^2, el acero es estirado en frío.

Tabla 3.1

Diámetro Pulgadas	Resistencia a la ruptura Ton	Fu Kp/cm^2	Area neta Ae (cm^2)	Peso unitario kp/m
½	13,20	13608	0,97	0,77
5/8	21,10	13881	1,51	1,22
¾	29,90	13715	2,18	1,76
7/8	40,50	13682	2,96	2,40
1	53,70	13875	3,87	3,13

Ej.3.6.1 Determinar el diámetro del cable necesario para izar una carga de 20ton, si el acero del cable empleado es de E = 1,96x10^6 kp/cm^2, y su longitud es de 10m.

La elongación máxima exigida es de 0,50%

1.50 P = ϕRn ϕ = 0,75 Rn = AeFu 1.50x20000kp = 0.75x13800Kp/cm^{2}xAe Ae = 2.17cm^2 ∴ D = ¾”

$\varepsilon \leq \frac{\Delta L}{L} \leq 0{,}005$ $f = \frac{P}{Ae} = \frac{20000kp}{2.18cm^2}$ $f = 9216Kp/cm^2$ $\varepsilon = \frac{f}{E}$ $\varepsilon = \frac{9216Kp/cm^2}{1{,}96x10^6} = 0{,}0047 \leq 0{,}005$ OK

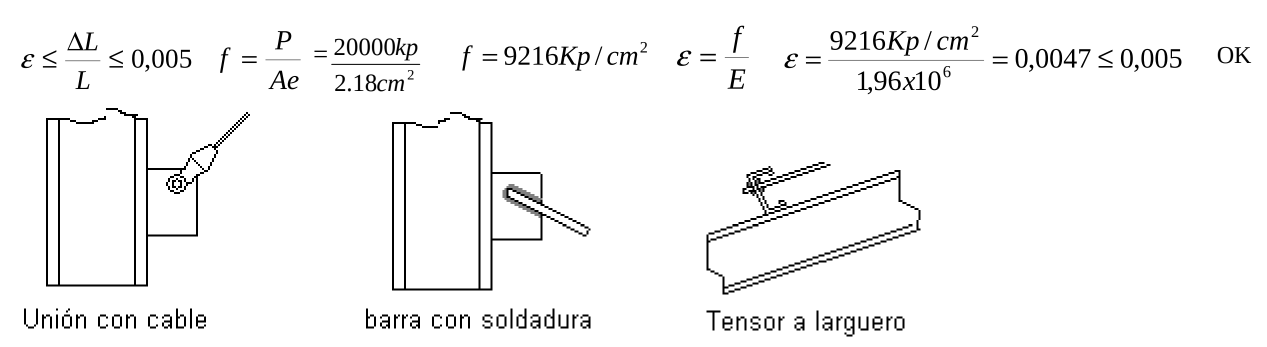
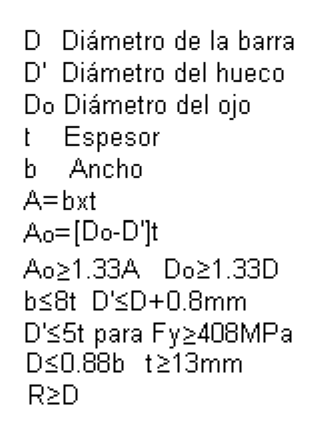


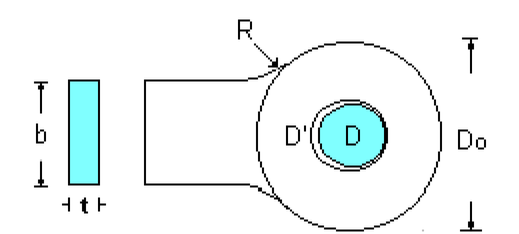
Fig.3.6

3.7. Barras de ojo. Las barras de ojo son elementos que trabajan a tracción y tienen en el extremo un ensanchamiento para alojar al ojo del pasador, permitiendo de esta manera que la conexión trabaje como articulación. Las especificaciones para el diseño son las siguientes:
El pasador tiene el mismo propósito que el fuste de un perno; pero puesto que hay un solo pasador en una conexión, las fuerzas que actúan sobre éste son generalmente mucho mayores que las que actúan sobre un perno.
Flexión. Debido a que un pasador es relativamente largo, la flexión debe investigarse al elegir el diámetro del pasador.
En edificios los diámetros de los agujeros para pasador no deben sobrepasar los diámetros del pasador en mas de 1/32”
Dimensionamiento.
Ej. 3.7.1 Anclaje compuesto: Barra de 4”x5/8” para recibir una carga de 24500kp. Calcular las dimensiones de la conexión.

f = 0.60Fy f = 1518kp/cm^2 P =1518 kps/cm^{2}x1,60cmx10.16cm ⇒ P = 24.50Ton Tracción

AASHTO f v = 0.40Fy f v = 1008kp/cm^2 $fv\frac{\pi D^2}{4}2 = P$ D = 3.95cm D = 4cm Corte





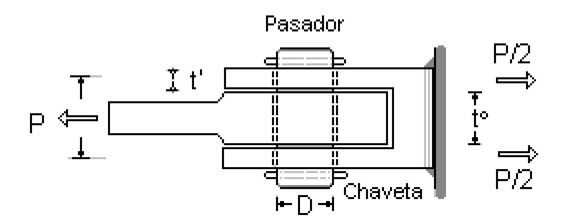


Fig:3.7

Aplastamiento f ap = 0.4Fy =1008kp/cm^2 para apoyos oscilantes 1008*2t’*D =24500kp D = 7,6cm

Flexión $f = 0.55Fy$ $f = 1400Kp/cm^2$ $f = \frac{M}{W}$ $f = \frac{21560kp - cm}{43cm^3}$ f = 501 kp/cm^2 < 1400kp/cm^2 t’ = 1,60cm
t° = 3,2cm Do ≥1.33D Do ≥ 10.16cmcm D’ = 8.40cm Ao = 1.33A A = 16.25kp/cm^2 ⇒ Ao = 21.62cm^2

Tracción en la sección del ojo $ft = 0{,}45Fy$ ft = 1140kp/cm^2 2*1.60(Do–8.40)1140kp/cm^2 =24500 Do = 15.24cm

Pasador DFCR Tensión en la sección bruta $\gamma P = 0.90xFyA$ $A = bxt$
Tensión en el área neta efectiva $\gamma P = \phi Rn = \phi\ Fu\ An$ $An = (Do\text{-}D)t$

Corte en el area efectiva $\gamma P = \phi Rn$ $\gamma P = 0.75 \times 0.60Ac \times Fu$ Ac Area de corte $Ac = 2(\pi D^2/4)$
Aplastamiento: $\gamma P = \phi Rn$ $\gamma P = 0.75x1.8Fy \times Aap$ Aap = (Dxto) ò Aap =2(Dt')
Tensión en la sección bruta $\gamma P = 0.90xFyxbxt$

Fig.3.8

3.8 Area Neta Efectiva.- Si un miembro que no sea una barra o una placa, se somete a tensión hasta la falla en su sección neta, probablemente el esfuerzo real de falla será menor que el obtenido en una probeta. La causa es la concentración de esfuerzo cortante en la vecindad de la conexión.
Las especificaciones LRFD, estipulan que el área neta efectiva Ae = An*U, o su área total por el factor U si la unión es soldada. U es un factor de reducción que toma en cuenta la distribución no uniforme del esfuerzo.

Valores de U = 0.90 Para perfiles WF cuyo ancho de patín $b \geq \frac{2}{3}d$ d = peralte o altura del perfil, T estructural cortadas de estos perfiles, siempre que las conexiones sean por patines y se usen tres conectores por hilera en la dirección de la fuerza.

Los perfiles que no cumplan con las condiciones anteriores U = 0.85

Miembros con conexiones atornilladas o remachadas con solo dos conectores por hilera en dirección de la fuerza U = 0.75
3.8.1 Determinar la resistencia de diseño de un perfil 10WF45, tiene dos hileras de tornillos de ¾" en cada patín A36 LRFD, se supone que hay tres tornillos por hilera.

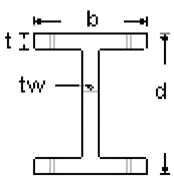


Fig: 3.9

10Wf45 $A = 13.3plg^2$ d = 10.10" b = 7.99" t = 0.62" tw = 0.35" $An = 13.30 - 4*7/8"*0.526" = 11.46pul^2$

$A = 85.80cm^2$ $An = 74cm^2$ $Ae = 0.90 \times 74cm^2$ $Ae = 66.60cm^2$ U = 0.90 por que: $b \geq \frac{2}{3}d$

Por fluencia Pu = 0.90FyA = 0.90*2530*85.80 = 195367Kp $\Rightarrow$ Controla
Por fractura Pu = 0.75 x 4080 x 66.60 = 203796Kps.

Ejemplo 3.8.2
Un ángulo simple de 31/2"x31/2"x3/8" sirve para la conexión a una placa de anclaje de 3/8" con pernos de ¾". Las cargas de servicio son CM = 16ton CV = 7ton conexión en un ala del angular Ae = 0.85An

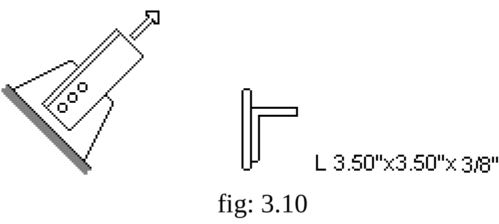


fig: 3.10

Combinaciones 1.- 1.40CM = 1.40x16 = 22.40ton
2.- 1.20CM + 1.6CV = 1.20x16 +1.60x7 $\Rightarrow$ Pu = 30.40ton $\Rightarrow$ Rige $A = 16cm^2$ $An = 13.60cm^2$
$Ae = 0.85x13.60cm^2$ $Ae = 11.36cm^2$ $\phi Pn = 0.75x4080kp/cm^2x11.36cm^2 \Rightarrow \phi Pn = 34.76t > 30t$

oooooooooooooo

ESTRUCTURAS METÁLICAS

Tema 4 **ELEMENTOS DE UNION**

4.1 Tipos de conectores

Las conexiones entre elementos de estructuras de acero pueden resolverse a través de los siguientes elementos de unión: Remaches, pernos, pasadores y soldadura.

Remaches. Los remaches pueden ser instalados en frío y en caliente, los instalados en caliente al enfriarse presionan las chapas y producen fricción entre ellas lo que es favorable para la unión, por otro lado al enfriarse se reduce el diámetro y no logra llenar completamente el hueco. Por esta razón los remaches se dimensionan al corte y al aplastamiento.
Pernos. Es un pasador de metal con cabeza generalmente hexagonal y un vástago con extremo roscado para recibir una tuerca.

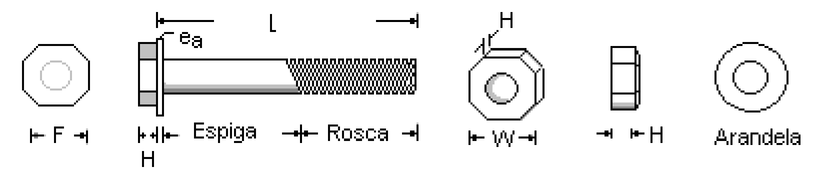


Fig. 4.1

Longitud de rosca para pernos de alta resistencia

Diámetro pulg.	Rosca nominal pulg.	Inicio de rosca pulg.	Rosca total pulg
½”	1.00	0.19	1.19
5/8”	1.25	0.22	1.47
¾”	1.38	0.25	1.63
7/8”	1.50	0.28	1.78
1	1.75	0.31	2.06
1 1/8””	2.00	0.34	2.34
1 ¼”	2.00	0.38	2.38
1 3/8”	2.25	0.44	2.69
1 ½”	2.25	0.44	2.69

Tabla 4.1

Pernos comunes. Se hacen de acero dulce y se los utiliza únicamente en uniones tipo apoyo en estructuras de poca importancia (ASTM A307) Fu = 415 Mpa, se los reconoce por la cabeza cuadrada. Se calculan al corte y al aplastamiento.

Pernos de alta resistencia. Se fabrican de aceros tratados térmicamente y templados, se los utiliza en estructuras importantes en uniones tipo fricción A325, A490, tienen cabeza hexagonal.
Los pernos de alta resistencia deben ser instalados con una tensión inicial mínima para evitar que se aflojen las tuercas.
Diámetros. Los diámetros mínimos de pernos son: Edificios ½” y puentes ¾”
Huecos. El hueco se hace con 1.60mm mayor que el diámetro del perno para facilitar la instalación.

Rondanas. Se utilizan bajo la cabeza del perno y de la tuerca para facilitar el ajuste, distribuir la presión y evitar que la parte roscada se apoye sobre las partes conectadas.
Los pernos de alta resistencia deben ser instalados con una tensión inicial para evitar que se aflojen las tuercas.
Instalación. El ajuste debe hacerse con llaves de tuercas calibradas, estas deben disponerse para suspender el ajuste cuando la tensión requerida se ha sobrepasado en un 5% de la tensión especificada, solo en los lugares donde el huelgo no permita su uso, se apretarán los pernos con la mano.

4.2 Espaciamiento y distancia mínima a los bordes

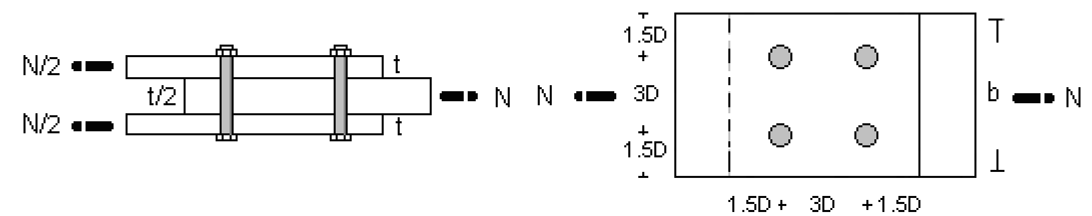


Fig. 4.2

4.3 Espaciamiento máximo

Los espaciamientos máximos entre pernos se los establece para impedir la penetración de agua y humedad entre las piezas 15t para piezas comprimidas y 25t para piezas traccionadas, siendo t el espesor de las chapas.

4.4 Tensión mínima de ajuste para pernos

En la mayoría de las aplicaciones estructurales se requiere el uso de pernos de alta resistencia como EL A325 y el A490, estos deben estar suficientemente apretados para alcanzar los valores mínimos de pretensión estipulados.

Tabla 4. 2

Fuerza de pretensión mínima en pernos de alta resistencia KN			Distancia mínima al borde cortado con: mm	
Diámetro	A325	A490	Sierra	Laminado
½”	53	66	22	19
5/8 “	85	106	29	22
3/4 “	125	156	32	26
7/8 “	173	216	38	29
1”	227	283	44	32
1 1/8”	250	357	50	38
1 ¼ “	317	453	57	41
1 ½ “	480	659	1.7D	1.25D

El ajuste de los pernos se puede hacer por llaves calibradas e indicador de tensión o por el método del giro de la tuerca de ½ de vuelta a partir del punto de ajuste normal.

4.5 Dimensionamiento al corte

$R_d = Ø_v R_{nv}$ Rd = 0.60x0.60xAxFu $Ø_v$ = 0.60 para pernos comunes y barras roscadas

Rd = 0.65x0.60xAxFu $Ø_v$ = 0.65 para pernos de alta tensión y remaches.

R_{nv} = 0.6FuxA R_{nv} = Resistencia nominal para un plano de corte.

Pernos A325 y A409, rosca excluida R_{nv} = A[0.60Fu].

Pernos y barras con rosca incluida R_{nv} = 0.70A[0.60Fu] A´ = 0.70A A`= Area de la parte roscada

4.6 Dimensionamiento al aplastamiento

$R_d = Ø R_n$ Rd = 0.75x3xDxtxFu Ø = 0.75 D = Diámetro del perno t =espesor de la placa.

Fu = Tensión última de la placa A36 Fu = 4080kp/cm^2

Desgarre. Rd = 0.75 axtxFu R_n = a*t*Fu a = distancia entre huecos o distancia al borde.

4.7 Dimensionamiento a tracción

$R_d = Ø$ Rn Rd = 0.65xAnxFu Pernos comunes y barras roscadas Ø = 0.65

$R_d = 0.75 x A_n x F_u$ Pernos de alta tensión $A_n = 0.75A$ $Ø = 0.75$

Remaches .$R_d = 0.65A*F_u$

4.8 **Tracción y corte simultáneo**. Las tensiones últimas no deben sobrepasar las siguientes tensiones:

Tabla 4.3

Descripción Resistencia ultima Fu para pernos	Rosca incluida en el plano de corte MPa	Rosca excluida de los Planos de corte MPa
Pernos A307 DFCR	$273 - 1.8 f_v \leq 210$	$273 - 1.4 f_v \leq 210$
Pernos A325 DFCR	$595 - 1.8 f_v \leq 476$	$595 - 1.4 f_v \leq 476$
Pernos A490 DFCR	$742 - 1.8 f_v \leq 588$	$742 - 1.4 f_v \leq 588$
Tornillos con parte roscada más $0.76F_u$ y $D \geq 1.5$”	$0.73F_u - 1.8 f_v \leq 0.56F_u$	$0.73F_u - 1.4 f_v \leq 0.56F_u$
Remaches A502 Grado1	$308 - 1.3 f_v \leq 210$	$308 - 1.3 f_v \leq 210$
Remaches A502 Grado2	$308 - 1.3 f_v \leq 315$	$308 - 1.3 f_v \leq 315$
Pernos A307 DEA	$183 - 1.8 f_v \leq 210$	$183 - 1.8 f_v \leq 210$
Pernos A325 DEA	$\sqrt{308^2 - 4.39 fv^2}$	$\sqrt{308^2 - 2.15 fv^2}$
Pernos A490 DEA	$\sqrt{378^2 - 3.75 fv^2}$	$\sqrt{378^2 - 1.82 fv^2}$

Tabla 4.4 Características mecánicas de elementos de unión

Tipo de conector	Características	Fy MPa	Fu MPa
Tornillos ASTM A501	G1		415
Tornillos ASTM A502	G2		525
Tornillos comunes ASTM 307	D < 4”		415
Tornillos de alta resistencia A325	½”< D <1”	635	825
Tornillos de alta resistencia A325	1” < D <1.5”	560	725
Tornillos de alta resistencia A490	½”< D < 1.5”	895	1035
Barras roscadas	ASTM A36	253	400
Remaches A502 Grado2	ASTM A588	345	485

Ejercicio 4.10

Determinar la resistencia a la tracción de un tornillo de ½” (a) A325 y (b) A490

Para perno A325 $A = 1.27cm^2$ $ØR_n$ = 0.75x0.75x825MPax1.27cm2 = 59KN

Para perno A490 $ØR_n$ = 0.75*0.75x1035MPax1.27cm2= 74KN

Ejercicio 4.11

Determinar la resistencia al corte de un perno de d = ½” A490 rosca incluida en los planos de corte.

$ØV_n = Øf_v*A$ = 0.65*0.60x1035MPax0.70x1.27cm2 = 35.88KN

Ejercicio 4.12

Perno A325 rosca excluida de ½” sujeto a esfuerzo de tracción y corte combinados. Determinar la fuerza de diseño a tracción, si la fuerza de corte es V_d =10KN

Tensión de corte $f_v = V_d/A = 10KN/1.27cm2 = 78.74MPa$

$f_t = 595Mpa – 1.4\ f_v = 478Mpa$ $f_t = 595Mpa -1.4*78.74MPa$ $f_t = 485Mpa$ ft max = 476MPa
P = 476Mpa*1.27cm2 P = 60.45 KN

Ejercicio 4.13 Unión con pernos A307 F_u = 415Mpa t = 0.635cm placa y canal Pernos de: D = 3/8”,
N =16 A = 0.71cm2 $R_d = ØR_n$ b = 19” = 27.63cm.

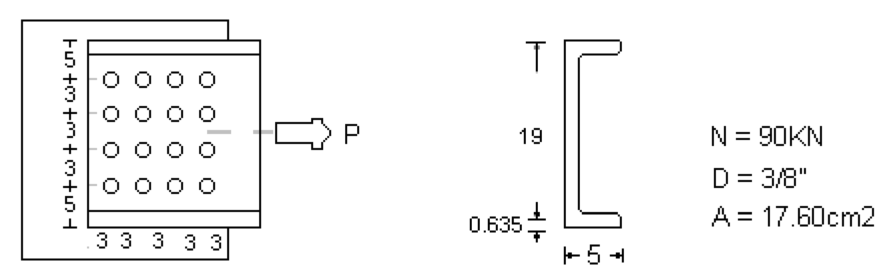


Fig. 4.3

Esfuerzo solicitante de proyecto: P_d = 1.50P P_d = 135KN
rosca incluida $R_d = ØR_{nv} = Ø*0.60Fu*0.70A$
Esfuerzo resistente por corte: R_d = 0.60*0.60*0.70*0.71cm2*415Mpa*16 R_d = 118.80KN

Esfuerzo resistente por apoyo R_d = 0.75*3*408MPa*0.95cm*0.635cm*16 R_d = 868KN

Esfuerzo por desgarre: R_d = 0.75*408Mpa*3cm*0.635cm*16 R_d = 933KN
Resulta insuficiente por corte $P_d > R_d$

Esfuerzo en la placa

Diámetro del hueco D´= 3/8” + 1/8” = 1.27cm
Esfuerzo en la placa trayectoria 1: An = [27.63cm-4*1.27cm]0.635cm = 14.32cm
Ruptura en la sección neta: Rd = 0.75*14.32cm2*408MPa Rd = 438.90KN
Fluencia de la sección bruta Rd = 0.90*17.60cm*253MPa Rd = 400.75KN
Pd > Rd luego probamos con D = ½” A = 1.27cm2 por corte Rd = 132.82KN

4.14 **Corte Excéntrico**

En el dimensionamiento de este tipo de conexiones se hacen algunas consideraciones de orden constructivo como: Utilizar el mismo diámetro para toda la unión, se admite la hipótesis de que todos los conectores reciben la misma solicitación para una carga aplicada en el baricentro del grupo.

Solicitación Resultante Ri

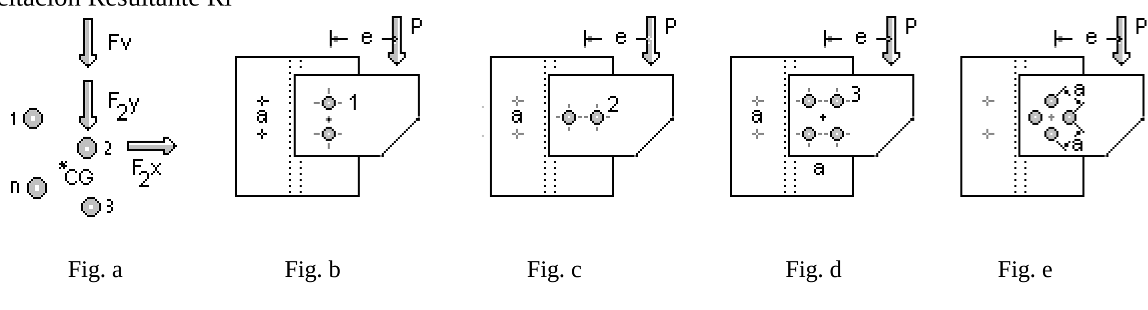


Fig. a Fig. b Fig. c Fig. d Fig. e

Fig: 4.4

Corte Excéntrico. Composición de las fuerzas para determinar el perno más solicitado.

$$F_j x = \frac{M_j y}{\sum_i^n (x_i^2 + y_i^2)} \qquad F_j y = \frac{M_j x}{\sum_i^n (x_i^2 + y_i^2)} \qquad Fv = \frac{P}{N°} \quad \Rightarrow \quad R_j = \sqrt{F_j x^2 + (F_j y + Fv)^2}$$

R1 R2 R3

Solicitación Resultante R1 Pxe = Fxa $Fx = \frac{Pxe}{a}$ $Fv = \frac{P}{2}$ $R1 = \sqrt{Fx^2 + Fv^2}$

Solicitación Resultante R2 = Fv +Fy

Solicitación Resultante R3 $R3 = \sqrt{Fx^2 + (Fy + Fv)^2}$

1. Se determina el baricentro del grupo de conectores asumiendo que todos tienen el mismo diámetro.
2. Se determina la excentricidad e
3. Se traslada la carga P al baricentro del grupo y se asume una distribución uniforme de cortante por carga entre todos los conectores..
4. Se determina la fuerza F debido al momento
5. Se determina los Ri, y se dimensiona para el perno mas solicitado.

4.15 Ejemplo

Comparar las soluciones para fig 1- fig2 y fig3 - fig4, dimensionar la unión si la carga es P = 8000kg
c = 15cm a = 12cm a´= 1.41a. Utilizar pernos A325 D > 1" Fy = 560 MPa Fu = 725 Mpa, factor de carga 1.40

a) Fig. 1 P´= P/2 V = 4tn Fh = 15cm*tn/12cm Fh = 10tn R = 10.77tn
Rosca fuera de los planos de corte ∴ Rd = 0.65*0.60* 725Mpa A Rd = 10.77t0n*1.40
A = 5.33cm2 D = 5/8"

b) Fig. 2 V = 4tn Fv = 10tn R = 14tn A = 7.42cm2 D = 11/16"

c) Fig. 3 V = 2.00tn Fv = 2.50tn Fh = 2.50tn R = 5.16tn A = 2.55cm2 D = 3/8"

d) Fig. 4 V = 2.00tn Fv = 3.55tn R = 5.55tn A = 2.74cm2 D = 7/16"

4.16 Conectores sometidos a tracción y corte simultáneo

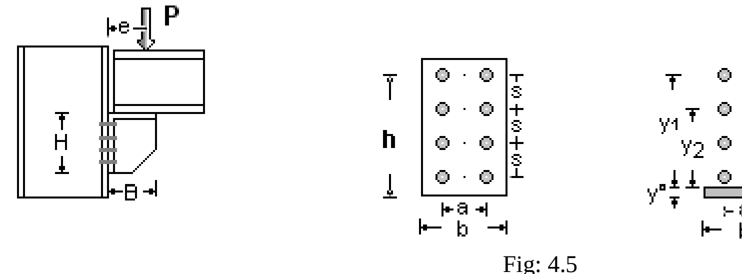


Fig: 4.5

Se determina la posición del eje neutro (y°), haciendo la sumatoria de los momentos estáticos de la parte comprimida igual al de la parte traccionada. $2A(y1 + y2 + y3 + y4) = b*y^{o2}/2$ A = área del perno.
$Y_1 = h - y°$ $y_2 = h-(s+y°)$ $y_3 = h - (2s+y°)$ $y_4 = h - (3s+y°)$

4.17 **Ejemplo.** En la fig. 4.6 La carga es P = 50KN, c = 12cm, verificar la unión si se emplean pernos A325 de 5/8".Usar el estado límite de proyecto un factor de 1.40 H =23cm s = 6cm h = 21cm, b = 16cm, a = 10cm, espesor de la placa t = 8mm. $A = 1.98cm^2$

[y² /2] 16cm = 2*1.98cm2[(3-y)+(9-y)+(15-y)+(21-y)]
y = 4.04cm |x = 1760cm4 f = 50KN*12cm*16.96cm/1760cm4
f = 5.78KN/cm2 f = 578kg/cm2 f = 57.80MPa
$f_v = 50KN/6*1.98cm^2 = 4.21KN/cm^2$ f_v = 42MPa

Resistencia de diseño f_d = 0.75*0.75Fu = 464Mpa $f < f_d$ si no hubiera corte, pero como hay , entonces:

Tensión y corte combinado considerando la rosca fuera de plano de corte, A325
$f_d = Øf nt$ 595 – 1.4 f_v = 536 Mpa

Método de la resistencia última. La carga excéntrica tiende a causar una rotación relativa y una traslación del material conectado. La rotación es con respecto al llamado Centro instantáneo de rotación.
La deformación se supone que varían en forma proporcional a sus distancias.
La fuerza resultante última que uno de ellos puede resistir, depende de la relación carga deformación en el tornillo.

Formula de Crawford y Kulak $R = Rult(\left(1-e^{-10\Delta}\right)^{0.55}$
Rult es la carga cortante última para un solo conector, igual a Rult = 33636 kp ó 76klb para un tornillo A325 y Δ la deformación total de un tornillo determinada experimentalmente Δ = 03"

Pu (e' + e) = ∑ Rd Pu = $\frac{\sum Rd}{e'+e}$

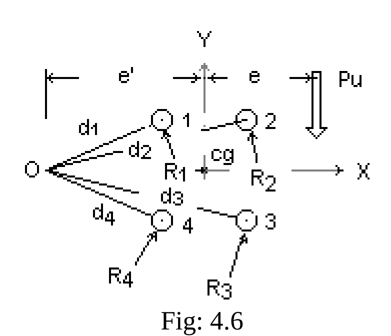


Fig: 4.6

La posición del centro instantáneo no se conoce. Su posición se estima, se calculan los valores de R y se calcula Pu con la fórmula. Pu debe ser igual a la sumatoria de las componentes verticales de las fuerzas. Si este valor se calcula y resulta igual, estaremos con la ubicación del centro instantáneo. Si no resulta así, se ensaya otra posición.
Los valores h y v en la planilla de calculo son las coordenadas x , y de cada punto . El tornillo mas alejado del punto 0 se le asigna un valor Δ = 0.34" y se supone que los valores Δ par los otros tornillos son proporcionales a sus distancias al punto 0.

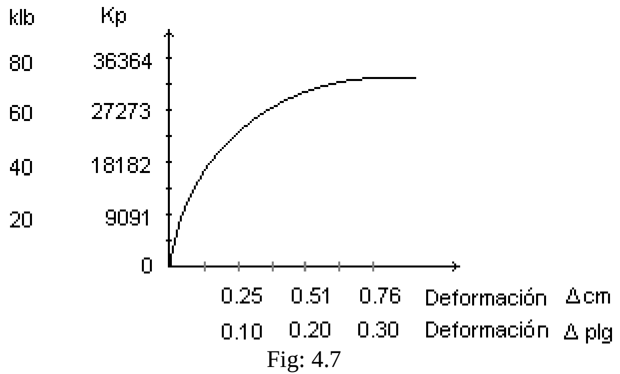


Fig: 4.7

Pernos A325 de D = 7/8" Ru= 0.65x0.6x32727 kp = 12736kp Capacidad de diseño por por cortante
Localizar el centro de rotación y al valor de Pu
1.- Ensayamos e' = 7cm

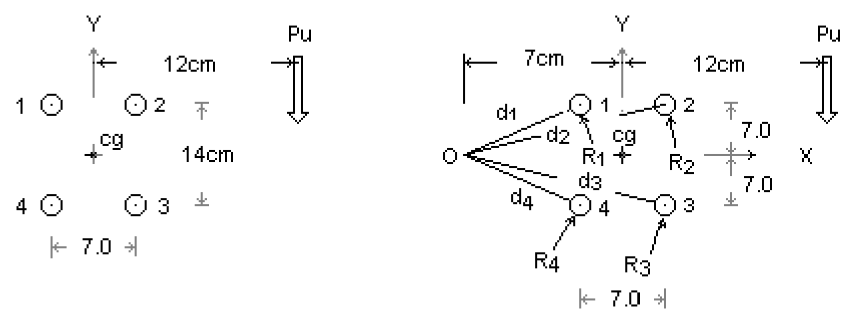


Fig: 4.8

Perno N°	h (cm)	v (cm)	d(cm)	Δ cm	R kp	Rv kp	Rd kp-cm
1	3.50	7.0	7.83	0.53	55861	24969	437392
2	10.50	7.0	12.62	0.86	56492	47002	712929
3	10.50	7.0	12.62	0.86	56492	47002	712929
4	3.50	7.0	7.83	0.53	55861	24969	437392
∑						143942	2300642

Tabla : 4.5

$$Pu = \frac{\sum Rd}{e'+e} = \frac{2300642}{19} = 121086kp \quad Pu \neq Rv$$

2° . e' = 6cm

Perno N°	h (cm)	v (cm)	d(cm)	Δ cm	R kp	Rv kp	Rd kp-cm
1	2.50	7.0	7.43	0.53	55861	18796	415047
2	9.50	7.0	11.80	0.86	56492	45481	666606
3	9.50	7.0	11.80	0.86	56492	45481	666606
4	2.50	7.0	7.43	0.53	55861	18796	415047
∑						128552	2163305

$$Pu = \frac{\sum Rd}{e'+e} = \frac{2163305}{18} = 120183kp$$ Tabla 4.6

Ooooooooooo

ESTRUCTURAS METÁLICAS

Tema 5 **SOLDADURA**

5.1 Soldadura

La soldadura es el proceso por el cual se obtienen uniones inseparables al establecer enlaces interatómicos entre las piezas mediante la aplicación de calor o presión. Según la cantidad de calor aportado la soldadura puede ser: En fase sólida como la forja, en fase líquida como el brazing, en fase sólida líquida como los procesos de soldadura con arco eléctrico y oxiacetileno y por resistencia que consiste en la aplicación de calor localizado para fundir las piezas y unirlas, como ejemplo tenemos la soldadura de punto.
La utilización de la soldadura se remonta a 3000 A.C. En Rusia se usaba esta técnica para unir piezas de oro.
1801. Humphry Davy - Michael Faraday, descubre como crear un arco eléctrico
1889. Charles Coffin – Detrit, logra la patente para soldadura de arco
La soldadura moderna data de 1927:
1927. Canadá. Construcción de un puente de 150m de luz en Toronto.
1927. EEUU. Construcción del Edificio Sharon
1927. EEUU. Pensilvania puente ferroviario
1930. EEUU. Se publican las primeras normas de especificaciones de electrodos revestidos.
1935. Fueron desarrollados los procesos de soldadura con arco sumergido y el Proceso TIG

5.2 Soldadura de Arco. Los elementos de estructuras de acero se unen por lo general, mediante la soldadura eléctrica por arco con electrodos fundibles; el paso de la corriente excita el arco eléctrico que funde tanto los electrodos como la pieza cuyos metales se mezclan y se solidifican al enfriarse, en este proceso se alcanzan temperaturas hasta de 3600°c.

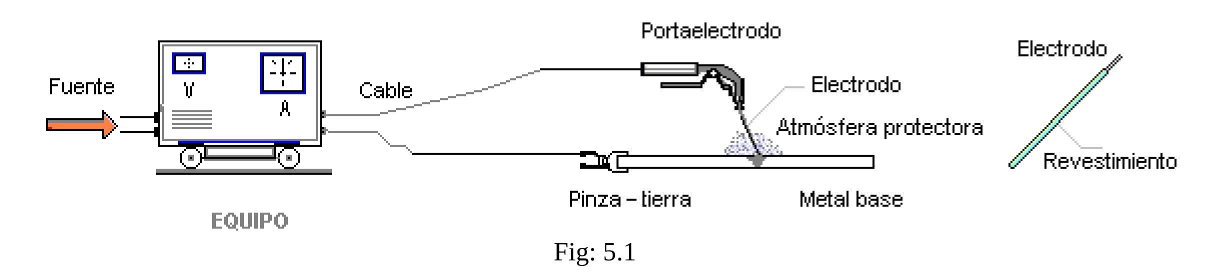


Fig: 5.1

Equipo de protección. En proceso de la soldadura se genera calor y la combustión del electrodo produce; luminosidad, chisporroteo, escorias, humos vapores y gases nocivos de los cuales habrá que proteger al soldado.

Rayos ultravioletas. Estos rayos no son apreciados a simple vista y ocasionan quemaduras en la piel y producen esterilidad, el soldador debe usar delantal con plomo para protección de los genitales.

Rayos infrarrojos. Tampoco son apreciados por el soldador y pueden producir ceguera.

Rayos Lumínicos. Estos rayos si son apreciados por el soldador y una mala protección ocasionaría daños a la vista y quemaduras a los ojos.

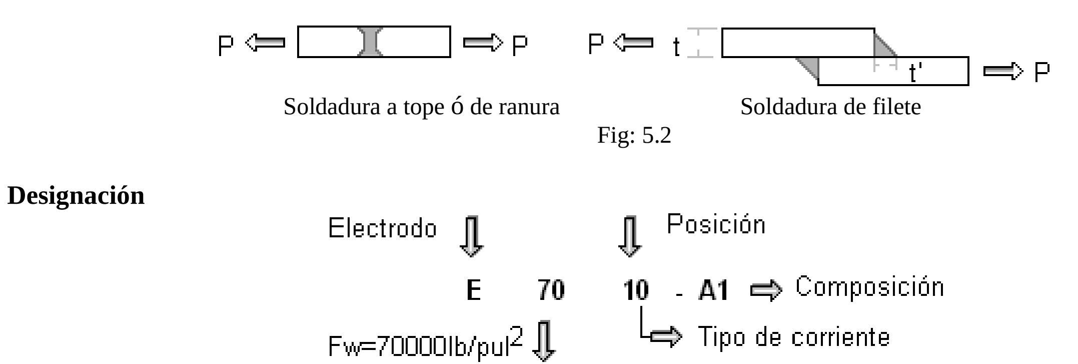
Chisporroteo. Son proyecciones metálicas que pueden ocasionar quemaduras.

Gases, vapores y humos. Son productos de la combustión que pueden ser tóxicos y pueden atacar las mucosas, vías respiratorias, producir problemas estomacales e intoxicación.
Ropa de trabajo. Máscara de soldar de fibra, delantal, polainas, mangas y guantes de caña larga de cuero, ropa gruesa y purificador de gases o una buena ventilación.

Electrodos. Normas AWS de electrodos para aceros dulces y aceros de baja aleación

Tamaño del electrodo. Se fabrican electrodos de los siguientes diámetros: 1/8” 5/32”, 3/16”, 7/32, ¼” y 5/16”. Longitudes desde: 12” los de pequeño diámetro y 18” los grandes.
Rendimiento. Normalmente entre 57 y 68% del peso bruto de los electrodos se convierte en metal de aporte, el resto lo constituyen la colilla y la protección.
Los electrodos son varillas de acero y carbono o aceros de baja aleación con resistencias entre 400 ó 500MPa.

Clasificación



Soldadura a tope ó de ranura Soldadura de filete
Fig: 5.2

Designación

Ej. E7010 E designa el producto Electrodo para soldadura eléctrica manual. Los primeros dos dígitos de un número de cuatro dígitos, o los primeros tres de un número de cinco dígitos señalan la resistencia mínim∴ 70 KSI ⇒ 70.000 Ibs/pul$^{2.}$ El penúltimo número indica la posición ⇒ N… 0 significa CC(+).

Designación E60 ⇒ Fu = Fw = 60KSI = 415Mpa E70 Fu = Fw = 70KSI = 485Mpa

Electrodos recomendados: Tabla 5.1

Metal base	Arco metálico protegido	Arco sumergido	Arco metálico de gas
A36, A53grado B, A500grados Ay B, A501, A529 y A570grados 30 a 50	E60XX, E70XX, E70XX-X AWS A5.1	F6XX-EXXX, F7XX-EXXX	AWSA 5.20, E6XT-X, E7XT-X
A242, A441, A572, A588	AWS A5.1, E7015, E7016, E7018, E7028	AWSA5.17, F7XX-EXXX	AWSA5.18, ER70S-X
A572 grados 60 y 65	AWSA5.5♣, E8015X, E8016-X, E8018-X	AWSA5.23♣,F8XX-EXX-XX	AWSA5-28♣, ER80S-X
A514 para t > t2.5”	AWSA5.5♣, E10015-X, E10016-X,E10018-X	AWSA5.23♣,F10XX-EX-XX,	AWSA5.28♣,ER100S-X
A514 para t ≤ t2.5”	AWSA5.5♣,♣, E11015-X, E11016-X,E11018-X	AWSA5.23♣,F11XX-EX-XX,	AWSA5.28♣,ER110S-X

Designación	**Corriente eléctrica**	**Tipo de revestimiento**
EXX10	CC(+) solamente	Orgánico celulósico
EXX11	CC(+) ó CA	Orgánico celulósico
EXX12	CC(-) ó CA	Rutílico
EXX13	CC(-) ó CA	Rutílico
EXX14	CC(+)(-) ó CA	Rutílico, hierro en polvo 30%
EXX15	CC(-) solamente	Bajo hidrógeno
EXX16	CC(+) ó CA	Bajo hidrógeno
EXX18	CC(+) ó CA	Bajo hidrógeno, hierro en polvo 25%
EXX20	CC(-) ó CA	Alto óxido de hierro en polvo 50%

Protección de la soldadura. Con el objeto de proteger el metal fundido de la influencia del aire circundante durante el proceso de la soldadura, los electrodos son dotados de un revestimiento que produce una atmósfera de gases y escoria que protege al metal durante el proceso de soldadura y durante el enfriamiento.

Cuando se tiene un arco entre el electrodo y el metal de base, el calor desarrollado forma un baño de metal fundido sobre la superficie del metal base. El arco descompone la cubierta del electrodo y funde el metal en la punta del electrodo. La corriente de electrones transporta éste metal en forma de finos lóbulos a través de la brecha y lo deposita y mezcla en el baño de metal fundido. El depósito del material del electrodo no depende de la gravedad, la soldadura de arco es factible realizarla en diferentes posiciones, incluyendo la de cabeza.
La cubierta descompuesta del electrodo forma una atmósfera de gas alrededor del metal fundido que impide la absorción de impurezas y el contacto con el aire, promueve la conducción eléctrica a través del arco, ayudando a estabilizarlo, añade fundente y materiales formadores de escoria al depósito fundido para refinar el metal.

La soldadura puede ser: a mano, automática o semiautomática. La soldadura a mano usa electrodos revestidos y la soldadura mecanizada electrodos de alambre en rollo sin revestimiento, la protección de la soldadura se logra mediante una capa de fundente que se vierte por delante del electrodo en forma automática. También se emplea la soldadura eléctrica protegida por chorro de gas de bióxido de carbono y las soldaduras de aleaciones con base de aluminio se protegen con chorro de argón.
Según los métodos usados para proteger la soldadura se puede clasificar en:
Soldadura manual de electrodos protegidos, soldadura MIG MAC, soladura TIC y soldadura por Arco Sumergido.
Soldadura manual. Se usan electrodos protegidos. La protección resulta entre 25% a 35% del peso del electrodo, esto para considerar el precio de la soldadura al presupuestar un trabajo.

Soldadura TIG. Tungsteno Inerte Gas. El arco es generado entre un electrodo no consumible de tungsteno (punto de fusión 3410ºC) y la pieza a soldar, la protección se la hace con gas inerte o activo (argón o helio) puede o no utilizarse material de aporte, se puede usar para soldar metales ferrosos y no ferrosos en cualquier posición, especialmente recomendado para chapa fina.
Ventajas.- Cordones más resistentes, dúctiles, bien acabados y menor deformación.
Aplicación.- Aceros inoxidables.

Soldadura MIG / MAG. Metal Inerte Gas/Metal Activo Gas (Metal Active Gas Welding) Usa electrodo consumible continuo protegido por gas activo o gas inerte, permite mayor velocidad de deposición, gran penetración y un fácil uso. El electrodo se reemplaza por un alambre continuo protegido mediante un gas alimentado al arco a través de una tobera. El gas mas usado es el CO_2, dióxido de carbono y el argón.
Aplicación.- Para aceros no aleados o de baja aleación, no recomendado para acero inoxidable, aluminio ni aleaciones de aluminio. Es similar a la soldadura MIC, solo se diferencian por el Gas protector que emplean por el gas una soldadura más económica que la TIC

Soldadura por plasma.- PAW (Plasma Arc Welding). El estado plasmático se alcanza cuando un gas se ioniza es decir hay una separación de l átomo en iones y electrones.
Ventaja.- La ventaja del PAW es que la zona de impacto es dos a tres veces inferior a la TIC, resultando especial para espesores pequeños
Equipo.- Electrodo de tungsteno + metal base + argón puro como soporte y la boquilla por donde pasa un chorro de gas concentrado que se calienta y puede alcanzar los 28000ºC.
Protección.- El flujo de plasma no es suficiente para proteger la soldadura por ello a través de la envoltura de la pistola se aplica un segundo gas que envuelve el conjunto.

Termo soldadura.-Proceso por el cual dos metales funden juntos por el proceso de calor y presión, muy aplicados en productos termoplásticos.

Soldadura Laser.- Proceso de soldadura por fusión que utiliza la energía aportada por un haz de laser para fundir y re cristalizar el material a unir mas presión. No existe material de aporte.
Procedimiento.- Mediante espejos se localiza toda la energía del laser en una zona muy reducida del material, cuando se llega a la temperatura de fusión, se produce la ionización entre el material ionizado y el gas protector(plasma). Se utiliza itrio, aluminio, granate y neodimio.
Clasificación: Soldadura de micro plasma utiliza corriente de……. 0.1 a 20Amp
Soldadura por fusión metal-metal 20 a 100Amp
Soldadura Key Hole.- El arco penetra todo el espesor del material. Tien su aplicación en equipos aeroespaciales, planchas de pequeño espesor y en la industria petrolera.

Soldadura explosiva.- FXW(F Explosión Welding) para unir metales distintos como aluminio cobre.

5.3 Soldadura por gas. Pueden ser soldaduras por oxiacetileno y oxigeno ó mezclas de propano con butano.

Soldadura por oxiacetileno. Utiliza oxígeno que se obtiene del aire, se lo embotella en recipientes metálicos a 15 Mpa. de presión y se lo designa como **comburente**. El **combustible** es el acetileno C_2H_2 que se lo obtiene de la combinación de carburo de calcio + agua. La temperatura de la llama alcanza a los 3150°C, lo que posibilita el corte de metales.

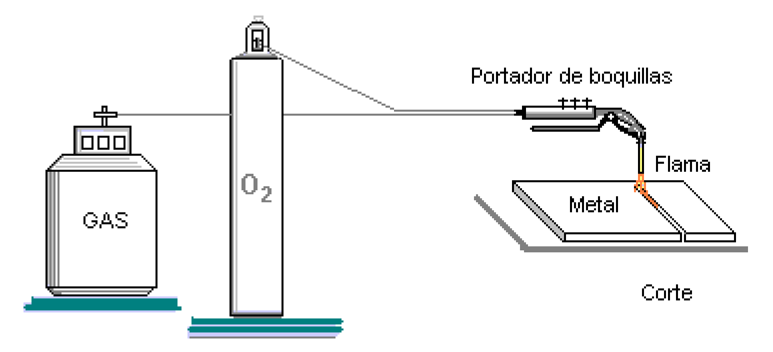


Fig. 5.3

Soldadura por oxígeno y gas licuado GLP.- El GLP es un combustible incoloro, se lo suministra en estado líquido envasado a una presión de 15MPa, la llama alcanza temperaturas hasta de 2870°C

Soldadura por oxigeno y gas natural. La llama alcanza temperaturas hasta de 2814°C.
Corte de metales. El corte de metales se puede hacer por oxicorte por gas, oxicorte por arco y corte por arco de plasma.

Corte por Plasma.- Se trata de elevar la temperatura del material en forma localizada por encima de los 30000ºC, llevando el gas utilizado hasta el cierto estado de la materia, el **plasma,** estado en que los electrones se disocian del átomo y el gas se ioniza (se vuelve conductor)
Proceso.- Se logra estrangulando tramos de la sección de la boquilla del soplete lo que concentra extraordinariamente la energía cinética del gas empleado ionizándolo y por polaridad adquiere la propiedad de cortar.
Ventajas.- Reduce el riesgo deformación por la concentración calorífica de la zona de corte
Equipo.- grupo generador de alta frecuencia, alimentado de energía eléctrica y gas para generar la llama de calentamiento Argón, hidrogeno y nitrógeno). Porta electrodos que dependiendo del gas pueden ser tungsteno o circonio.
Aplicación.- Corte de chapas delgadas, se logra un mayor rendimiento por la velocidad del corte 1: con respecto al oxicorte.

Máquinas de soldar. Máquinas de corriente continua [transformador-rectificador], máquinas de corriente alterna [transformador] y máquinas rotativas.

Máquinas de corriente continua. Permiten soldar electrodos de CC y CA, es posible elegir la polaridad de trabajo del electrodo cuando se conecta al polo [-] da mayor penetración y el electrodo en el polo[+] da mayor velocidad de deposición, el encendido del arco es fácil y con menor chisporroteo.
Máquinas de corriente alterna. Solo pueden operar con electrodos de CA.

Máquinas rotativas. Tiene mayor costo de mantenimiento, consumen mayor energía, tiene menor rendimiento eléctrico, son pesadas y más caras que el transformado rectificado.

Inicio del proceso. A manera de orientación, se sugiere hacer uso de la siguiente expresión:

| = 30d a 40*d d = diámetro del electrodo | = Intensidad en Amp.

Ej: d = 3.2mm | = 40*3.20mm | = 128Amp.

Diámetro del cable en función del amperaje y la distancia al área de trabajo.
Tabla. 5.2

I Amp.	Distancia desde la máquina Al punto de trabajo en (m)			Designación	sección [mm2]
	15	23	30	2	34
100	2	2	2	1	43
150	2	2	1	1/0	53
200	2	1	1/0	2/0	67
250	2	1/0	2/0	3/0	75
300	1	2/0	3/0	4/0	107
350	1/0	2/0	4/0		
400	2/0	3/0	4/0		

Limpieza y pintura.- Si el acero va a ir cubierto con hormigón, no necesita pintura.
El acero expuesto que va a pintarse debe limpiarse por completo de cualquier cascarilla de laminación y óxidos sueltos, suciedad y otras materias extrañas, la limpieza puede ser con cepillo de alambre o chorro de arena. Luego se aplica en taller una pintura base y luego las subsiguientes capas aplicadas en obra.

5.4 Clasificación de acuerdo a la posición en el metal base. La soldadura podemos clasificarla como:

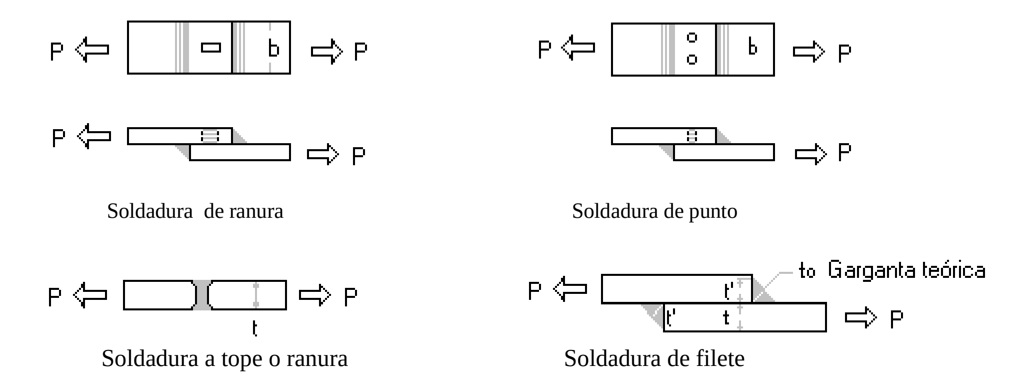


Fig.: 5.4

Clasificación según la posición

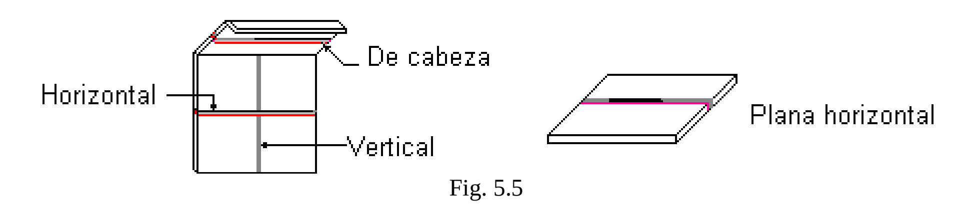
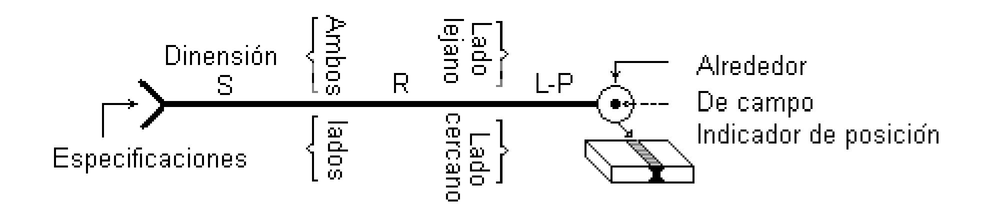


Fig. 5.5

Horizontal, plana, vertical y de cabeza. La soldadura plana horizontal es la más fácil de realizar, de cabeza es la más difícil, la vertical debe hacerse de abajo hacia arriba.

5.5 Simbología. Con el fin de facilitar la representación en los diseños, se adopta una simbología convencional.
Tabla: 5.3

Simbología							Soldadura
Filete	Tapón	Sin Bisel	Bisel	Soldadura a tope			Alrededor ○ De campo ■
			V	Bisel	U	J	
t	t	t					Acabado plano — Convexo ⌒



S = espesor de la soldadura R = abertura de la raíz
L = longitud de la soldadura P = paso o espaciamiento centro a centro de la soldadura

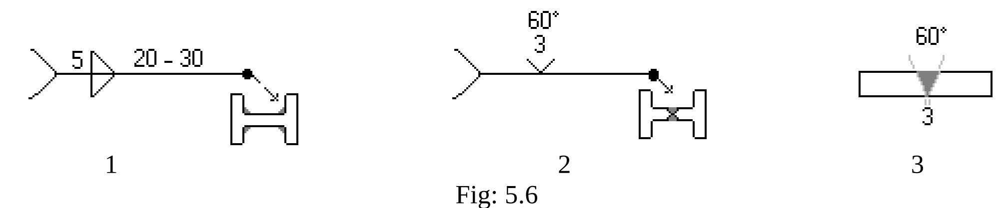


Fig: 5.6

1. Soldadura de filete de 5mm de espesor, 20mm de longitud a Intervalos de 30mm entre centros. Soldadura de campo.
2. Soldadura a tope con bisel a 60° y 3mm de abertura de la raíz, a ser ejecutada en el campo.
3. Soldadura a tope, 3mm de abertura.

5.6 Cálculo de la soldadura a tope o ranura. Tracción compresión

$R_d = \phi R_n = 0.90 * A_w * F_y$ A_w Area de soldadura F_y tensión de fluencia del metal base

$R_d = \phi R_n = 0.75 * A_w * 0.60 F_u$ F_u tensión última R_n resistencia nominal
Caso de penetración parcial R_d resistencia de diseño

5.7 Cálculo de soldadura de filete. Corte ó cizallamiento b´ = longitud de la soldadura

$R_d = 0.90 \times A_m \times 0.60 F_y$ Metal base $A_m = t´ \times b$
$R_d = 0.75 \times A_w \times 0.60 F_w$ Metal de la soldadura $A_w = t^o \times b = 0.707 x\, t´ x\, b$ t^o = Garganta de falla
F_w = tensión última del material de la soldadura t’ = Espesor de la soldadura

Tabla 5.4

Dimensiones transversales mínimas		Dimensiones transversales máximas	
t[mm] placa más gruesa	t´ mínimo	Espesor placa	t´ máximo
6	3	t < 6mm	t´= t
12	5	t > 6mm	t´= t -1.60mm
28	6		
>20	8		

Ejemplo 1. Un angular de 5” * 5” ½” se conecta a través de una plancha metálica.
Determinar el espesor de soldadura t´ y la longitud de soldadura según el esquema de la figura.
Angular 5x5x1/2” A36 Metal base A36 Fy = 2530 kps/cm^2
Espesor máximo de soldadura t’ = 1.27cm – 0,16cm t’ = 1,11cm
P = 14ton xg =3.63cm c = 9.07cm

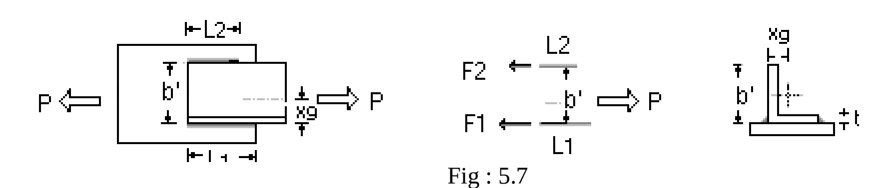


Fig : 5.7

F_2 x12,70cm = 14tonx3,63cm F_2 = 4ton F_1 = 10ton
Control de fluencia:

1,40 x 4000kp = 0.90x1.11cmxL_2x 0.60x2530kp/cm^2 $\Rightarrow \therefore$ L_2 = 3,69cm
1,40 x 10000kp = 0.90x1.11cmxL_1x 0.60x2530kp/cm^2 L_1 = 9,23cm

Control de resistencia última:

1.40 x 4000kp = 0,75x4200kp/cm^{2}x1,11cm x0,707x0,60 L_2 = 3,77cm Rige
1.40 x 10000kp = 0,75x4200kp/cm^{2}x1,11cm x0,707x0,60 L_1 = 9,44cm Rige

5.7.1 Asiento de viga Ejemplo 2

Datos: Metal base A36, Soldadura E60, h = 20cm, a = 7cm c = 10cm
Determinación xg de la soldadura xg = 1,44cm Ix = 2068cm4 Iy = 160cm4
Ip = Ix + Iy Ip = 2228cm4

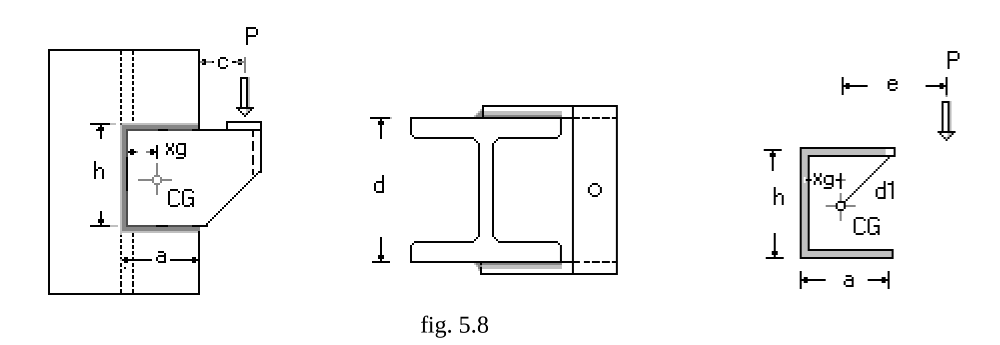


fig. 5.8

$$f1x = \frac{10000x15{,}56x10}{2228} = 698kp/cm^2$$

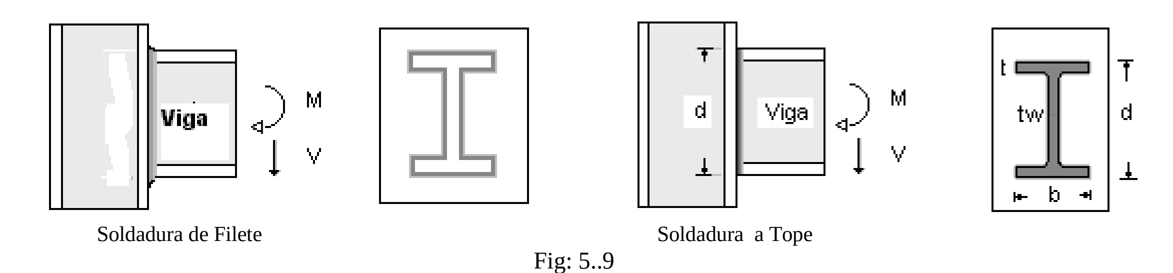
$$f1x = \frac{10000x15{,}56x5{,}56}{2228} = 388kp/cm^2 \qquad fv = \frac{10000kp}{34cm2} = 294kp/cm^2$$

$$fR = \sqrt{(388+294)^2 + 698^2} \qquad fR = 976kp/cm^2$$

Control de fluencia 1,40x976x1cm2 = 0,90x2530 x1cm x t´x0,60 t´= 1.00cm
Control de rotura 1,40x976x1cm2 = 0,75x4200 x1cm x 0,707 x t´x0,60 t´= 1,02cm
Espesor de soldadura mínima t´min = 0,50cm par t = 1.27cm
Espesor de soldadura máxima t´max.= 1,27cm – 0,16cm = t´= 1,11cm >1,02 OK

5.8 Unión de vigas a columnas con soldadura a tope y de filete

Electrodo E60. Carga, 50% de CM y 50% de CV. Combinaciones de carga:
1. 1.40CM
2. 1.20CM +1.60CV factor de carga = 1.40



Soldadura de Filete Soldadura a Tope
Fig: 5..9

Viga empotrada L = 8m q = 2900kp/m M = 1546667kp-m 1,40x 1546667kp-cm = 0,90x 2530 Zx
Wx = 950cm3 Con: Zx = 58 pug3, L/d =20 d = 20cm ⇒ 18WF35 Wx = 58pul^3

18WF35 A = 10,30 pul2 b = 6” d = 17,70” tw = 0,30 t = 0,43” Ix = 510 pul^4
A = 66,45cm2 b = 15,24cm d = 44,96cm tw = 0,76cm t =1,09cm Ix = 21228cm^4

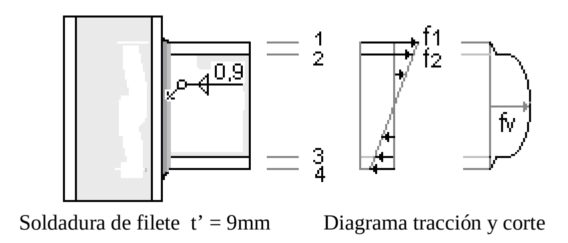
Las tensiones en el nivel 1 f_1 = 1546667/950 f_1 = 1628kg/cm^2.

Las tensiones en el nivel 2 f_2 = 1546667*21,39/21228 f_2 = 1558kg/cm^2
Las tensiones de corte f_{v_2} = 11600/Aw f_{v_2} = 357kg/cm^2

Soldadura a tope:
Nivel 1. f_{1d} = 1.40x1628 = 2279kg/cm^2 Nivel 2 f_{2d} = 1.40*1558 = 2081kg/cm^2
Nivel 2 corte f_{vd} = 1.40*357 = 500kg/cm^2

Tensiones resistentes: $f$lexión f_{1res} = 0.90*2530 = 2277kg/cm^2 OK
Corte nivel 2 metal base f_{vres} = 0.90*0.60*2530kg/cm^2 = 1366kg/cm2 > 357kg/cm^2.
Corte nivel 2 soldadura f_{vres} = 0.75*0.60*4200kg/cm^2 = 1890kg/cm2 > 357kp/cm^2
Las tensiones resistentes son mayores que las tensiones solicitantes, la unión esta bien dimensionada

5.8.2 Soldadura de filete



Soldadura de filete t’ = 9mm Diagrama tracción y corte

Fig: 5.10

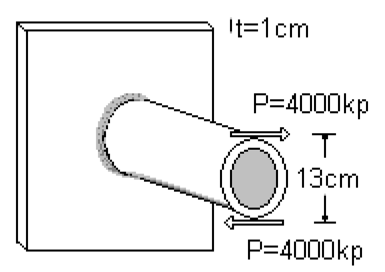
Como el esfuerzo cortante en una viga laminada esta resistido mayormente por el alma, consideraremos que el corte es resistido por los cordones verticales del alma.

Espesor asumido t´= 1cm, E60 según detalle 5.9 para viga 18WF35 |x = 42803cm4

Nivel 1 f_1 = 1546667x22,49/42803 f_1 = 812kp/cm^2
Nivel 2 f_2 = 1546667x21,40/42803 f_2 = 773kp/cm^2
Corte nivel 2 f_{v2} = 11600/42,8x2x1 f_{v2} = 226kp/cm^2

Corte resultante para El nível-2 $f_v = \sqrt{773^2 + 226^2}$ f_R = 805 kps/cm^2
1.40*805x 1cm2 = 0,90 2530x0,60x t´ x1cm t´= 0,83cm
1.40*805x 1cm2 = 0,75 4200x0,60x t´ x0,707x1cm t´= 0,84cm ∴ t´= 0,90cm

5.8.3 Unión de tubo a placa: Espesor placa: t=1cm Tubo: D=13cm y t=1cm
P = 4000Kp Soldadura: E70.
Calcular el espesor de la soldadura de filete t’ =?



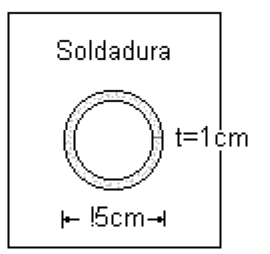


Fig: 5.11

Tensión en el borde superior : $f_1 x = \frac{M * y_1}{Ip}$ $f_1 y = \frac{M * x_1}{Ip}$ $fv = \frac{P}{Aw}$

Ip = Inercia polar, Aw = Area de soldadura, $Ix = \frac{\pi}{64}\left[D_e^{\,4} - D_i^{\,4}\right]$, Espesor asumido t' = 1cm

Ip = Ix +Iy Ip = 2166cm^4 $f_1 x = \frac{4000x13*7.5}{2166}$ = 180Kp/cm^2 $f_1 y = \frac{4000*0}{2166}$ = 0

Control de fluencia: 1.40x180Kp/cm^{2}x1cmx1cm = 0.90x0.60x2530Kp/cm^{2}x1cmxt' t' = 0.18cm

Control de rotura : 1.40x180Kps/cm^{2}x1cmx1cm = 0.75x0.60x4900Kps/cm^{2}x1cmx0.707t' t' = 0.17cm

Espesor mínimo t' = 0.50cm

°°°°°°°°°°°°°°°°°°°

ESTRUCTURAS METÁLICAS

Tema 6 ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXION

6.1 Secciones utilizadas

Las secciones transversales más adecuadas para el trabajo a flexión son aquellas que proporcionan mayor Inercia en el plano de flexión.

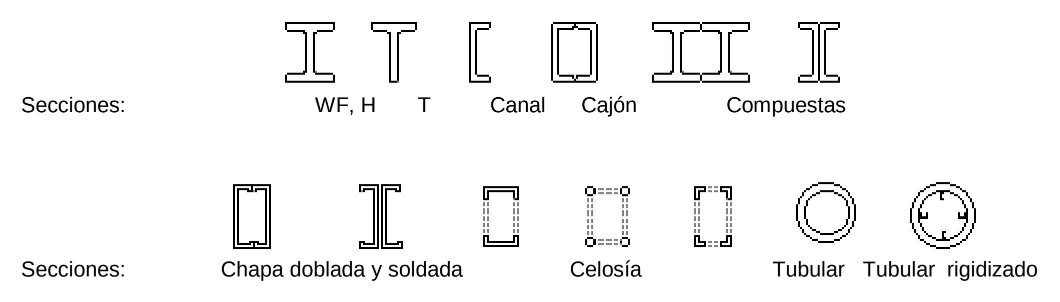


Fig: 6.1

6.2 Dimensionamiento a Flexión

Vigas soportadas lateralmente

Vigas Compactas. La resistencia de los miembros a flexión esta limitada por el pandeo local en la sección transversal [ala ó alma], pandeo con torsión lateral de la sección completa ó el desarrollo de una rótula plástica.
Los miembros estructurales de sección compacta desarrollan su resistencia completa sin inestabilidad local.

Compacidad. Una sección es compacta si el ala se conecta de manera continua al alma y la relación ancho/espesor de todos los elementos a compresión son iguales o menor de λp

b' = b -3t
b d tw t
b d h t
d h-3t b

Fg: 6.2

Valores límites de la relación largo / espesor de secciones: |, H, WF con uno o dos ejes de simetría, flexión en el plano del alma. Tabla 6.1

Elemento de la viga	Relación Ancho - espesor	Relación ancho - espesor	
		General Fy (KSI) **	Acero A36
Alas de canales, perfiles en W y otros en I	b/ t	$\frac{65}{\sqrt{Fy}}$	10,80
Alas de cajas de sección cuadrada y rectangular; alas de placas de cubierta y placas diafragma, entre líneas de remaches o soldaduras	b/ t	$\frac{190}{\sqrt{Fy}}$	31,70
Almas a compresión por flexión	hc/tw	$\frac{640}{\sqrt{Fy}}$	106,70

** KSI Kilo lbs/ pulg^2 $\Rightarrow$ 1000lbs/pulg^2

Método de diseño DEA

Esfuerzos admisibles a flexión con respecto al eje mayor (x-x)

para $L_b < L_c$ $F_b = 0.66Fy$

Para $L_b > L_c$ $F_b = \dfrac{12x10^3 Cb}{Ld / Af}$ $A_f \Rightarrow$ Area del ala compresión A_f = bt para secciones con alas rectangulares

$F_b = 840000 {}^* C_b / (L^*d / b^*t)$ $F_b \Rightarrow$ en Kp/cm² Pero $F_b \leq 0.60Fy$

$Lc = \dfrac{76b}{12\sqrt{Fy}}$ ó $Lc = \dfrac{20000}{12(d / Af)Fy}$ $\Rightarrow$ se toma el menor Fy en KSI resultado Lc en pie

$\sqrt{\dfrac{102x10^3 Cb}{Fy}} \leq L / r' \leq \sqrt{\dfrac{500x10^3 Cb}{Fy}}$ $\therefore$ $F_b = \left[\dfrac{2}{3} - \dfrac{Fy(L / r')^2}{1530x10^3 Cb}\right]Fy$ Fy $\Rightarrow$ en KSI

Pero: Fy $\leq$ 0.60Fy

$\sqrt{\dfrac{714x10^4 Cb}{Fy}} \leq L / r' \leq \sqrt{\dfrac{350x10^5 Cb}{Fy}}$ $\therefore$ $F_b = \left[\dfrac{2}{3} - \dfrac{Fy(L / r')^2}{107x10^6 Cb}\right]Fy$ Fy $\Rightarrow$ en Kp/cm²

Pero: Fy $\leq$ 0.60Fy

Para $L/r' \geq \sqrt{\dfrac{500x10^3 Cb}{Fy}}$ $F_b = \dfrac{170x10^3 Cb}{(L / r)'^2} \leq 0{,}60Fy$ Fy $\Rightarrow$ en KSI

Para $L / r' \geq \sqrt{\dfrac{350x10^5 Cb}{Fy}}$ $F_b \geq \dfrac{119x10^5 Cb}{(L / r)'^2} \leq 0{,}60Fy$ Fy $\Rightarrow$ en Kp/cm²

Ej. 6.1

Viga con soporte lateral solo en los apoyos A36 L = 610m P =17000 kps. en el centro del claro, determinar el perfil requerido

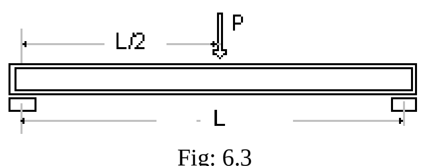


Fig: 6.3

1.- Asumimos un peso propio g = 100Kps/m $M = \dfrac{Pl^2}{4} + \dfrac{gxL^2}{8}$ = 26460 Kp-m

2.-Asumimos una tensión Fb = 0.40Fy Fb = 1012 Kps/cm2

3.- Seleccionamos un perfil con L/d $\geq$ 20

Con d $\geq$30cm y Wx = 2614cm3 Wx = 160 $\Rightarrow$ 24WF62 d =23.74" b = 7,04" t = 0.59" tw = 0.43"

Wx = 131pulg³

Radio de giro del ala a compresión + 1/6 Aw $Iy' = \dfrac{tb^3 + [(d - 2t) / 6]tw^3}{12}$ Af´= tb+[d-2t)/6]tw r´=1.71"

4.- $L_c = \dfrac{76b}{12\sqrt{Fy}}$ ó $L_u = \dfrac{20000}{12(d / Af)Fy}$ L_c = 7.40' L_u = 8.10' C_b = 1 L_b = 20'

5.- $L_b > L_c$ $F_b = \dfrac{12x10^3 Cb}{Ld / Af}$ = 8.69 Ksi F_b = 609Kp/cm²

6.- $r' = \sqrt{\dfrac{Iy'}{Af'}}$ = 1.71" $\Rightarrow$ $Iy' = \dfrac{0.59x7^3 + 3.76x0.43^3}{12}$ = 16.89 pul⁴ Af´= 7x0.59+3.76x0.43 = 5.75 "

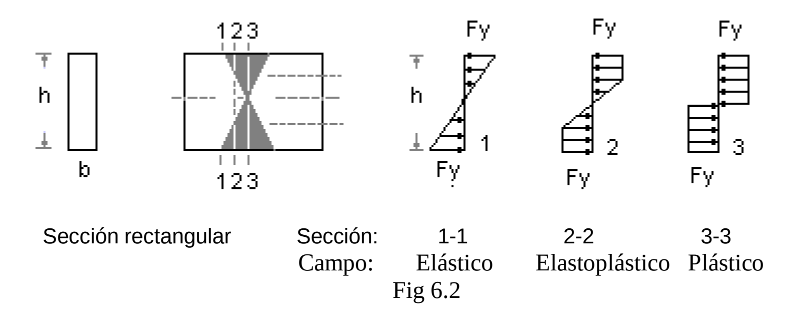
$\sqrt{\dfrac{102x10^3 Cb}{Fy}} \leq L / r' \leq \sqrt{\dfrac{500x10^3 Cb}{Fy}}$ para A36 $53 \leq L / r' \leq 119$ L/r´= 610cm / 1.71x2.54 L/r´= 140 > 119

7.- $Fb = \left[\frac{2}{3} - \frac{Fy(L/r')^2}{107x10^6 Cb} \right] Fy$

8.- $L/r' > \sqrt{\frac{510x10^3 Cb}{Fy}}$ $\quad Fb = \frac{170x10^3 Cb}{(L/r')^2} \leq 0.60Fy$ $\quad$ Fb = 8.67Ksi $\quad$ Fb = 607Kp/cm2

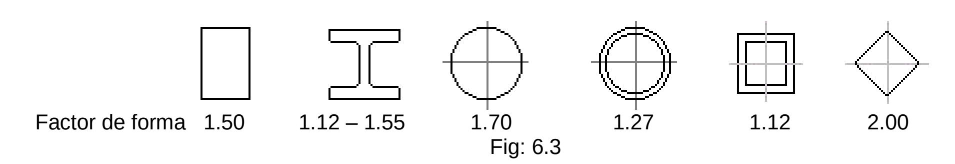
8.- Verificando M = 26355 Kp-m fr = M/W fr = 1227 Kp/cm2 fr > Fb No es satisfactorio.
Seleccionar un perfil de mayor módulo

Análisis de tensiones en el diagrama tensión – deformación:



Sección rectangular Sección: 1-1 2-2 3-3
Campo: Elástico Elastoplástico Plástico
Fig 6.2

Módulo plástico y modulo elástico. W módulo elástico Z módulo Plástico Z/W = Factor de forma



Factor de forma	1.50	1.12 – 1.55	1.70	1.27	1.12	2.00

Fig: 6.3

Hasta la fluencia inicial $M = W * f$ Momento de flexión debido a las cargas aplicadas
En la fluencia inicial $My = W * Fy$ My Momento de flexión en la fluencia inicial
En la plastificación completa $Mp = Z * Fy$ Mp Momento plástico
Para tomar en cuenta la presencia de esfuerzos residuales Fr $Mr = W(Fy-Fr)$
W Modulo de la sección elástica Z Módulo de la sección plástica
f Tensión normal debida a la flexión Fy Tensión mínima de fluencia
Fr Tensión residual Fr = 70MPa para perfiles laminados ⇒ Fr = 10KSI
Fr = 115MPa para perfiles soldados ⇒ Fr = 16.5KSI

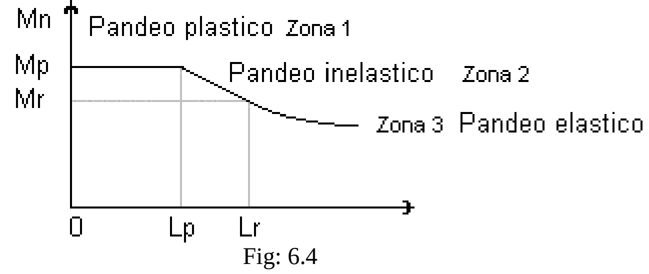


Fig: 6.4

Lb. Longitud sin soportes lateral del patín de compresión
Lp Longitud no soportada hasta la cual la sección desarrolla toda su capacidad , es decir no ocurre el pandeo local.

En un análisis elástico, L_b no debe exceder el siguiente valor de L_p para que: Mn = FyZ $\quad Lp = \frac{300ry}{\sqrt{Fy}}$

Secciones compactas

Para patines $\lambda p = \frac{b}{2t} \leq \frac{65}{\sqrt{Fy}}$ $\qquad$ Para almas $\lambda p = \frac{hc}{tw} \leq \frac{640}{\sqrt{Fy}}$

Clasificar los perfiles siguientes: (unidades en pulgadas).

d	b	t	tw	b/´t	h/tw	clase
16WF7816.32	8.586	0.875	0.529	4.90	27.54	1
12WF6512.12	12.00	0.606	0.390	9.90	27.97	2

Influencia de huecos en la sección.

En la determinación de las propiedades geométricas de las vigas laminadas o soldadas con y sin refuerzo, se pueden depreciar los huecos para pernos de montaje u otros siempre y cuando no excedan el 15%, caso contrario deberán ser descontados.
Calcular el momento resistente de proyecto de un perfil soldado VS450X51 A36

d = 45cm b = 20cm t = 0.95cm tw = 0.63cm W_x = 1006cm3
Clasificación b´/ t = 10,5 h / tw = 68,40 Clase 2 compacto quiere decir que desarrolla toda su capacidad antes de pandear localmente.
Momento resistente de diseño = M_d = øZFy = ø(1.12W)Fy = 0.90 * 1.12 * 1006cm3 * 253MPa
Md = 256 KN-m
Calcular el momento resistente de proyecto de un perfil soldado VS 1400 * 60 A36

d = 140cm b = 50cm t = 1,60cm tw = 1,25cm W_x = 14756cm^3
Clasificación b´/ t = 15,60 h / tw = 109 Clase 3 no compacto
M_p = 1,12*14756cm3 * 253 MPa = 4181 KN-m M_r = 14756(25,30 – 11,60) = 1995 KN –m
M_n = 4181 – [(15,6 – 11)/(24 – 11)] (4181 – 1995) = 3407 KN-m M_d = 3407 KN-m

6.2.1 Vigas sin soporte lateral

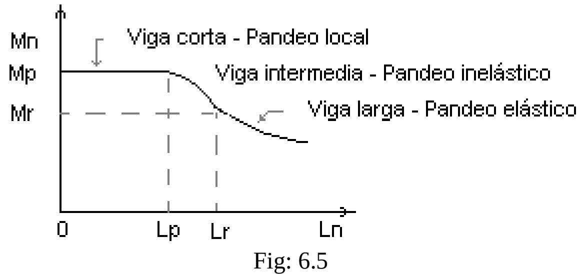


Fig: 6.5

L_b = Longitud no soportada del ala a compresión
$L_p = 300 r_y / \sqrt{Fy}$ Longitud no arriostrada límite para la capacidad a flexión plástica total, donde: ry (pulg) Fy (Ksi)
L_r = Longitud límite para la capacidad por pandeo inelástico torsional
Las vigas sin contención lateral continua pueden dividirse en tres categorías, dependiendo de la distancia entre apoyos laterales

6.3 **Diseño de vigas Zona 1. Viga corta.**

6.4 En el diseño de vigas debe considerarse la flexión, corte deformación , aplastamiento del alma, pandeo del alma, soporte lateral para los patines de compresión , fatiga y otros.
6.5 Se seleccionan las vigas que tienen el peso más ligero y que tenga el módulo plástico requerido
6.6 Para estimar el peso propio y seleccionar el perfil puede asumir una relación de L/d =20 para controlar deformación.

Cuando $L_b \le L_p$ M_n = Mp = Z* Fy M_n = Mp = Z Fy $L_p \le 50r_y$ para A36 o MR250 Pandeo plástico

ry = radio de giro con respecto al eje de menor inercia.
L_b = longitud arriostrada viga intermedia Zona 1
$M_u = \phi$ Mn Mu = ϕ Z Fy ϕ = 0.90

Ejemplo:

Seleccionar una sección para una viga de L = 6.40m CM = 1580kg/m CV = 4500kg/m**.** Suponer que el piso le proporciona el soporte lateral.

Seleccionaremos una viga con altura d = L / 20 como mínimo para controlar deformación d = 14”
Asumimos peso propio de g_1 = 80Kp/m g = 1580 kps/m p = 4500 kps/m q = g + p = 6080 kp/m
Mu = (1.20 * 1580 kps/m)(6.40^2)/8 + (1.60*4500) (6,40^2)8 = 46571 kps-m Z = Mu / ϕ Fy
Z = 4657100 kps-cm / 0.90*2530 Z = 2045 cm3 Soluciona el 24WF55, también el 16WF67 que es más pesado escogemos el más económico el 24WF55

6.7 Soporte lateral de vigas.

Existen muchos factores que afectan el valor del esfuerzo crítico de pandeo del patín de compresión de una viga y entre ellos se pueden citar los siguientes:

Propiedades del material, el espaciamiento y tipo del apoyo lateral, los esfuerzos residuales en las secciones. Los apoyos en los extremos y las condiciones de carga.
La tensión en el otro patín de la viga tiende a mantenerlo recto es decir restringe el pandeo del patín comprimido.
Una losa de piso para que proporcione soporte lateral, es necesario que el patín de compresión quede embebido completamente en la losa.

Las vigas secundarias que se conectan lateralmente a los costados de una viga principal, al patín de compresión , proporcionan soporte lateral completo, para asegurar que esto suceda se debe proporcionar además un sistema de contraviento para evitar que el conjunto de vigas, se mueva horizontalmente.

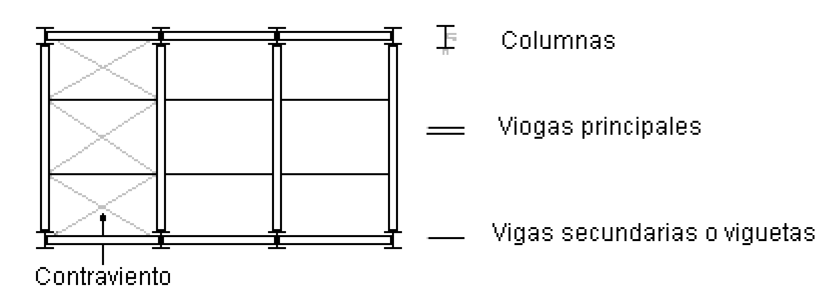


Fig: 6.6

6.8 **Diseño de vigas Zona 2**. Viga Intermedia pandeo inelástico.

Si se proporciona soporte lateral intermitente al patín de compresión de una viga, de manera que pueda flexionarse el miembro hasta que se alcance la deformación de fluencia antes de que ocurra el pandeo lateral, tendremos un pandeo inelástico.
Por la presencia de esfuerzos residuales, la fluencia comenzará en una sección bajo esfuerzos aplicados iguales a Fyw – Fr donde Fyw es el esfuerzo de fluencia del alma y Fr el esfuerzo de compresión residual supuesto Fr = 705kp/cm2 para perfiles laminados y Fr = 1160 kps/cm^2 para perfiles soldados
En la zona 1 no afectan las tensiones residuales por que la suma de los esfuerzos a compresión residuales es igual a la suma de los esfuerzos a tensión residuales en la sección resultando el efecto neto cero.
Si la longitud sin soporte lateral, Lb de una sección compacta H, o C es mayor que Lp, la viga fallará inelásticamente a menos que Lb sea mayor que Lr.

6.9 **C**uando $L_b \leq L_r$

El momento en la viga simplemente apoyada de la fig. 1 causa en el patín de compresión una peor condición que la viga empotrada en ambos extremos de la fig. 2, es decir la columna resulta mas corta, para la viga simplemente apoyada Cb = 1 Cb para la otra condición es mayor que uno.

Capacidad por momento zona 2

Mu = ϕ Mr = ϕ Wx(Fyw -Fr) hasta Lr ϕ_b Mn = ϕ_bCb[Mp-(Mp-Mr)($\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}$)] ≤ Mp

Mu = ϕ Fy Z hasta Lp

Viga larga. Cuando Lb ≥ Lr = $\frac{b}{2t} \leq \frac{65}{\sqrt{Fy}}$ ó $\frac{h}{tw} \leq \frac{640}{\sqrt{Fy}}$

Pandeo elástico Zona 3 Mn = (Mcr ≤ Mp)

$$Mcr = \frac{C_b \pi}{L_b} \sqrt{EIyGJ + \left[\frac{\pi E}{L_b}\right]^2 IyCw} \leq \text{Mp}$$

$$Lr = \frac{ryX_1}{Fy - Fr}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(Fy - Fr)^2}} \qquad X_1 = \frac{\pi}{Wx}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} \qquad X_2 = \frac{4Cw}{Iy}\left[\frac{Wx}{GJ}\right]^2$$

Ej: Determinar la capacidad de un perfil 14WF68 A36 A = 20pul^2 d = 14” b =10” t = 0.72”
ry = 2.46” Zx = 115pul^3 Zx= 1885cm^3 Wx = 103 pul^3 Ix = 121pul^4
Propiedades por torsión del manual: J = 3.02pul^4 Cw = 5380pul^6

a) Soportado lateralmente.
b) Longitud soporte: 6m Cb =1

$\frac{b}{2t} = 7 < \frac{65}{\sqrt{36}}$ el perfil es compacto Mn = Mp = 2530kp/cm^{2}x1885cm^3 Mn = 47678kp-m

a) Respuesta ϕMn = 0.90x47678 ϕMn = 42910kp-m
Lb = 6m Cb = 1

Lp = $\frac{300ry}{\sqrt{Fy}}$ Lp = $\frac{300x2.46"}{\sqrt{36Ksi}}$ Lp = 104” Lp = 2.64m

X1 = $\frac{\pi}{103}\sqrt{\frac{290000x11200x3.02x20}{2}}$ X1 = 3021 Ksi

X2 = $4(\frac{5380}{121})\left[\frac{103}{11200x3.02}\right]^2$ = 0.00165(Ksi)^2

Lr = $\frac{2.46(3021)}{(36-10)}\sqrt{1+\sqrt{1+0.00165(36-10)^2}}$ = 448pul Lr = 11.37m

Resumen: Lb = 20’ Lp = 8.66’ Lr = 37.30’ ∴ Lp<Lb<Lr

Mr = (Fy-Fr)Wx = $\frac{(36-10)(103)}{12}$ = 343300lb-pie Mp = 345000lb-pie

Mn = Cb $\left[Mp - (Mp - Mr)\left[\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}\right]\right]$ Mn = 1$\left[345000 - (345000 - 343300)\left[\frac{20 - 8.66}{37.3 - 20}\right]\right]$

Mn = 224861 Lb-pie < Mp ϕMn = 0.90x224861 ϕMn= 202375 lb-pie

Coeficiente de flexión Cb

$$Cb = 1.75+1.05(M_1/M_2) + 0.30(M_1/M_2)^2 < 2.30$$

Donde M1 = Momento de flexión más pequeño y M2 = Momento más grande en la longitud de segmento no arriostrado, tomados alrededor del eje más resistente del miembro, donde la relación de los momentos extremos (M1/M2) es positiva para flexión de doble curvatura y negativo para flexión de simple curvatura [las rotaciones debidas a los momentos tienen sentido opuesto].Cuando el momento de flexión en cualquier punto de una longitud no arriostrada es mas grande que los de ambos extremos de esta longitud, se tomará el valor de Cb = 1.

Cb = 1 Para vigas en voladizo sin soporte lateral

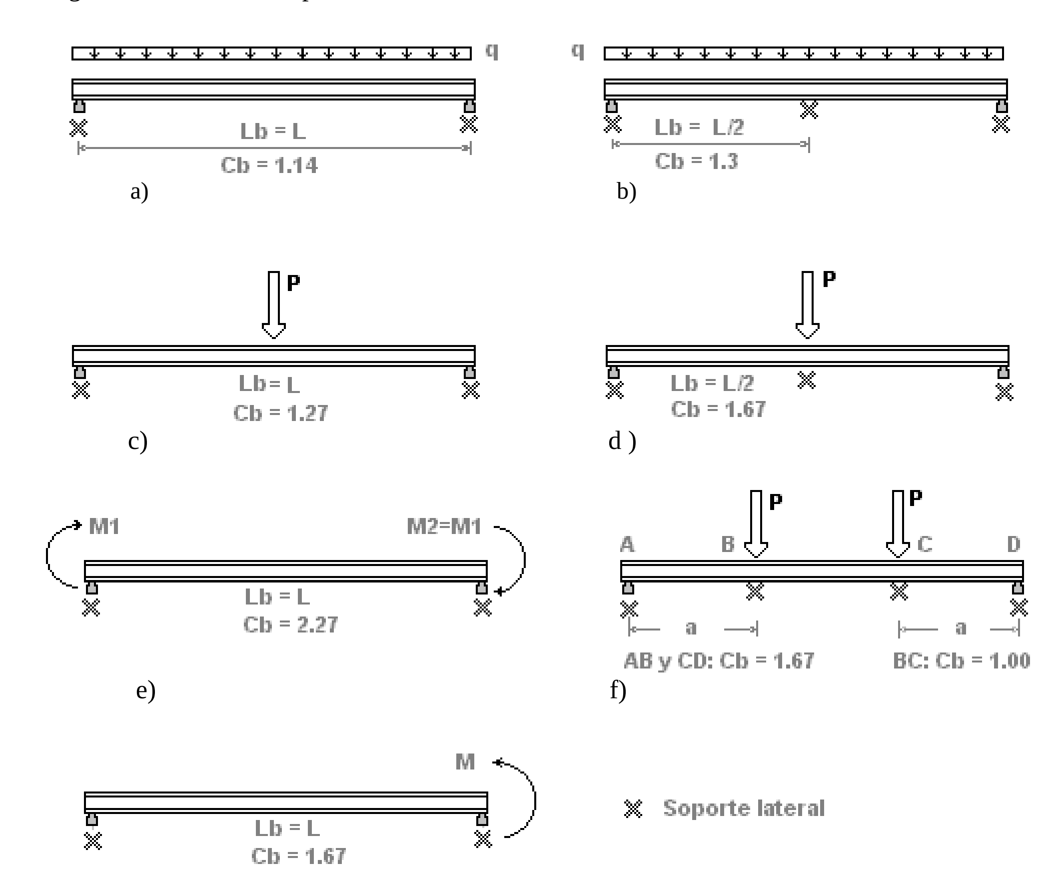


Fig: 6.7

6.9.1 Vigas sin soporte lateral

Tabla 6.1
Perfiles laminados Americanos WF ó W Unidades: Pulgadas., libras, pie.

dxWFlb/pie	Longitud no soportada (pies) ϕMn Momento de diseño kip-ft (kilo libras –pie) ϕ =0.90 Cb=1 Fy = 36 ksi																
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
44WF335	4370	4370	4370	4370	4370	4300	4200	4100	4010	3910	3820	3720	3630	3540	3440		
44WF230	2970	2970	2979	2970	2970	2900	2820	2740	2660	2570	2500	2420					
40WF167	1870	1870	187	1800	1730	1650	1590	1520	1450	1380	1300	1235	1170				
40WF149	1610	1610	1600	1520	1460	1400	1330	1260	1205	1130	1075	1000					
36WF300	3400	3400	3400	3400	3400	3400	3320	3290	3220	3150	3040	3020	2900	2890	2650	2760	2700
36WF210	2250	2250	2250	2200	2130	2080	2000	1910	1880	1810	1710	1680	1600	1560	1440	1380	1360
36WF135	1375	1375	1375	1320	1270	1210	1160	1085	1045	985	930	890	745	720	660	590	560
30WF261	2530	2530	2530	2530	2520	2470	2440	2400	2380	2330	2300	2240	2200	2150	2100	2060	2020
30WF132	1180	1180	1175	1130	1080	1035	990	950	900	850	806	760	700	660	582	544	504
30WF90	764	764	760	696	670	650	600	562	542	492							
27WF161	1385	1385	1385	1385	1375	1345	1300	1275	1240	1205	1175	1135	1105	|070	1040	1005	970
27WF146	1245	1245	1245	1245	1235	1175	1160	1140	1100	1075	1040	1010	975	950	910	876	854
27WF84	660	660	630	610	574	550	520	494	456	426	384	340	305	280			
24WF117	880	880	880	880	860	834	810	782	760	732	710	684	660	635	610	582	552
24WF104	780	780	780	780	780	734	710	690	660	638	612	594	574	555	520	494	
24WF62					297	275	242	205	175								
24WF55	363	330	305	280	255	230	204	163									
21WF223																	
21WF111	754	754	754	754	734	680	694	676	654	634	612	592	576	552	532	514	494
21WF50	290	270	250	229	207	187	158	135	125								
21WF44	250	231	210	193	173	150	126	110									
18WF192	1190	1190	1190	1190	1185	1155	1140	1130	1125	1110	1080	1070	1050	1035	1020	1010	990
18WF97	570	570	564	550	548	532	520	500	495	487	478	472	464	456			
18WF35	172	163	153	134	116	98	80	68	60								
16WF100	534	534	534	526	514	500	480	478	465	453	440	430	415	400	390	380	366
16WF50	248	240	227	215	203	190	178	165	150	135	113						
16WF26	113	103	92	81	70	55											
14WF120	572	572	572	572	572	570	564	566	548	540	534	524	518	510	500		
14WF109	518	518	518	518	518	516	510	502	487	473	460	470	462	455	443	440	
14WF22	84	74	66	58	46												
12WF58	233	233	233	231	224	217	211	206	200	194	188	182	176				
12WF35	138	134	126	118	113	105	100	91	82	75	66	61					
12WF22	70	61	54	45													
12WF19	57	50	42														
10WF112	397	397	397	395	391	387	382	379	375	371	367	363	359	356			
10WF45	148	148	145	141	138	133	130	125	121	118	114	110	106	103	100		
10WF30	98	94	88	84	78	74	68	63	58								
10WF22	70	65	60	58	48												
8WF67	190	190	188	186	183	180	178	175	173	170	168	165	162	159	157	154	
8WF31	82	82	80	78	75	73	70										
8WF21	54	51	48	45	42	40											

6.10 RESISTENCIA AL CORTE

Las tensiones de cizallamiento en piezas de altura constante solicitadas por fuerza de corte V se determinan por la siguiente expresión:

$$fv = \frac{VS}{I * b}$$

V Fuerza cortante en la sección considerada
| Momento de inercia de la sección
S Momento estático de la sección que se encuentra por encima del nivel donde se considera el corte, referido eje neutro.
b Ancho de la fibra al nivel donde se considera el corte

Para una sección rectangular la expresión es: fv = 1.50V/A A = Area de la sección transversal.
Para un perfil |, WF, H, fv = V/Aw fv = V/(d – 2t)tw valor aproximado.
ϕ = 0,90

DFCR

Para $\frac{h}{tw} \leq \frac{418}{\sqrt{Fy}}$ Fy(KSI) A36 Fy=36KSI $\Rightarrow$ ϕV_n = 0.90x 0.60FyAw

Para $\frac{418}{\sqrt{Fy}} < \frac{h}{tw} \leq \frac{523}{\sqrt{Fy}}$ $\Rightarrow$ $\phi V_n = 0.90x\ 0.60FyAw \frac{418/\sqrt{Fy}}{h/tw}$

Para $\frac{523}{\sqrt{Fy}} < \frac{h}{tw} \leq 260$ $\Rightarrow$ $\phi V_n = \frac{0.90x132000Aw}{(h/tw)^2}$

Para h/tw >260 rigidizadores de alma son necesarios

Ej: qu = 2800Kp/m L = 12m viga soportada lateralmente. Determinar el perfil para A36
L/d = 20 d = 60cm d = 24” 1.40x 28Kp/cm x(12000cm)^2/8= 0.90x2530Kp/cm^{2}Zx
Zx =3098cm^3 Zx = 1189pul^3 $\Rightarrow$ 27WF84 d=26.71” tw = 0.46” t = 0.64”
Verficando el corte: h/tw = 25.43”/0.64” h/tw = 40 $\frac{h}{tw} \leq \frac{418}{\sqrt{Fy}}$ A36 Fy = 36Ksi $\frac{h}{tw} = 70$
Ra = 2800Kp/mx12m/2 = 16800Kp fv =Ra /Aw = 16800Kp /105cm^2 fv = 160Kp/cm^2
ϕVn = 0,9x 0.60x2530x105 ϕVn = 143451Kps Vu = 1.40x16800Kp Vu = 23520Kps $\therefore$ Vu $\leq \phi$Vn OK

6.1 DEFORMACION

Para proporcionarle rigidez y evitar una vibración excesiva se acostumbra tomar d = L/20 d = L/25

Descripción	**Deformaciones recomendadas**
Vigas de piso	Δ = L/360
Vigas para puente grúa	Δ = L/1000
Vigas para soportar aparatos de precisión	Δ = L/2000

Ejemplos: Determinar el momento de diseño para los siguientes perfiles soportados lateralmente A36

Perfil	designación	d	b	t	tw	Wx	b´/ t	h / tw	clase	unidades
Laminado	21WF62	20,99	8,24	0,615	0,40	126,40	7	49	1	pulg.
Soldado	VS500*73	50,00	25,00	1,250	0,63	1711,00	10	73	cm	

21WF62 Md = øZFy = 0,90*1,12*1071cm3*253Mpa = 528KN-m
VS500*73 Md = øZFy = 0,90*1,12*1071cm3*253Mpa = 436KN-m

6.6.2 El perfil VS500*73 tiene dos perforaciones en cada ala para pernos de ¾¨. Determinar el momento resistente de diseño. D = 1.19cm D´= 2,20cm

Area de huecos Ah = 2,20*1.25*2 = 5,50cm^2 Area del ala Aa = 25*1,25 = 31,25cm^2

20% > 15% ⇒ Descontar los huecos para el cálculo de las propiedades de la sección.

|x = 42768cm^4 Inercia considerando huecos |x´= 36741cm4 Wx´= 1469cm^3

Md res = 0,90*1,12*1469cm3*253Mpa = 375KN

6.6.3 El perfil soldado VS500*73 tiene placas de refuerzo de t´= 1cm de espesor y b´= 30cm de ancho en cada ala, entendiendo que el perfil tiene soporte lateral en toda su longitud, se requiere conocer el momento resistente de diseño. VS500*73 d = 50cm b = 25cm t = 1,25cm tw = 0.63cm

Ix = 42768cm4 Md res = øZFy = 0,90 * 1,12 * 42768cm3 * 2530kg/cm2 Md = 1090,60 t–m

Aplastamiento del alma y Pandeo del alma

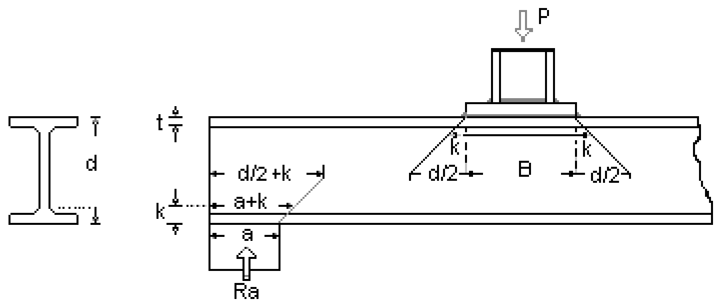


Fig. 6.8

Inercia del perfil Ix = 42768cm4 |xº Inercia del perfil reforzado |xº = 42768 +2[30*1*25,5²]

|xº = 81788cm4 Wxº = 3140cm3 Md res = 0,90*1,12*3146cm3*253Mpa = 802KN-m

6.6.3 Para el perfil anterior la viga tiene L = 10m y carga uniforme, determinar:

a) Carga de trabajo q =g+p donde g = 2p. b) Longitud de las placas de refuerzo. c) Longitud de apoyo q´= 64,15 Md = 802KN-m g = 32,08KN/m p = 16,04KN q = 48,12KN/m

a) Determinación de la longitud de la placa: 48,12KN/m*5m*x – 48,12KN/m*x²/2 = 374KN – m Md res del perfil sin refuerzo x´= 1,19m x´= 8,81m L´= L – 2x´ Longitud de placa de refuerzo L´= 7.62m

c) Longitud de apoyo Rd = 64,15KN/m*5m = 320,77KN Rd reacción de diseño

compresión del alma fwap = Rd/(a+t) tw = 320,77KN/(a+1,25)0,63 = 0,90 * 1,20*253Mpa a = 17,44cm a = 7”

Pandeo del alma. fap = Rd/(a+d/2)tw = 320,77KN/(17,78+25)0,63 = 11,90 Kn/cm^2 f = 119Mpa

Tensión resistente de cálculo fd = 0,90[0,54*210000Mpa/(47,5/1,25) ²]2 = 76,33Mpa fap > fed reforzar el alma. El refuerzo se lo puede hacer con dos placas soldadas lateralmente o usando pletinas como rigidizadores.

6.6.4 Calcular una viga continua de dos tramos para edificio con 6m de luz y carga q = 2000kg/m. La viga esta soportada lateralmente, el acero es A36. a) Dimensionar por el método de las Tensiones Admisibles. b) Dimensionar por el método de los Estados Limites.

Método de las Tensiones Admisibles. DEA L/d = 20 control de deformación d ≥ 12”

f = 0,66Fy AISC f = M/W Wx = 20*(600cm)²/1670*8 = 539cm3 Wx = 33pul³ 12WF27

Método de los Estados Límites. L/d = 20 d ≥12”

Mu = 0,90*Z*fy = 0,90*Z*2530kg/cm^2 1,40*20*(600cm)²/8 = 0,90*Z*2530kg/cm^2 ⇒ Z = 527cm^3

⇒ 12WF27 D = 30,25cm b = 16,51cm t = 1,02cm tw = 0,61cm b´/t = 8, h/tw = 46 es supercompacta.

ooooooooooooooo

ESTRUCTURAS METALICAS

Tema 7 ELEMENTOS A COMPRESION

7.1 Miembros a compresión. Entre los miembros que trabajan a compresión tenemos: Columnas, cuerda superior de armaduras, patín a compresión de las vigas y los miembros sujetos a flexión y compresión simultanea. En los miembros a compresión se supone que los pernos llenan los agujeros.

7.2 Esfuerzos residuales. Los esfuerzos residuales afectan la resistencia de la columna cargada axialmente. La causa de los esfuerzos residuales es el enfriamiento desigual que sufren los perfiles, después de haber sido laminados en caliente. En los perfiles de alas anchas, los puntos exteriores de los patines y parte media del alma se enfrían rápidamente y la zona de intersección del alma al ala lo hace más lentamente. La magnitud de estos esfuerzos varía entre 69MPa y 103 MPa.

7.3 **Secciones utilizadas como columnas.** Las secciones más utilizadas son las WF, son resistentes y tienen ventajas para la conexión. Las secciones tubulares son las más eficientes por que tienen un mismo radio de giro para cualquier eje pero las conexiones resultan mas complicadas.

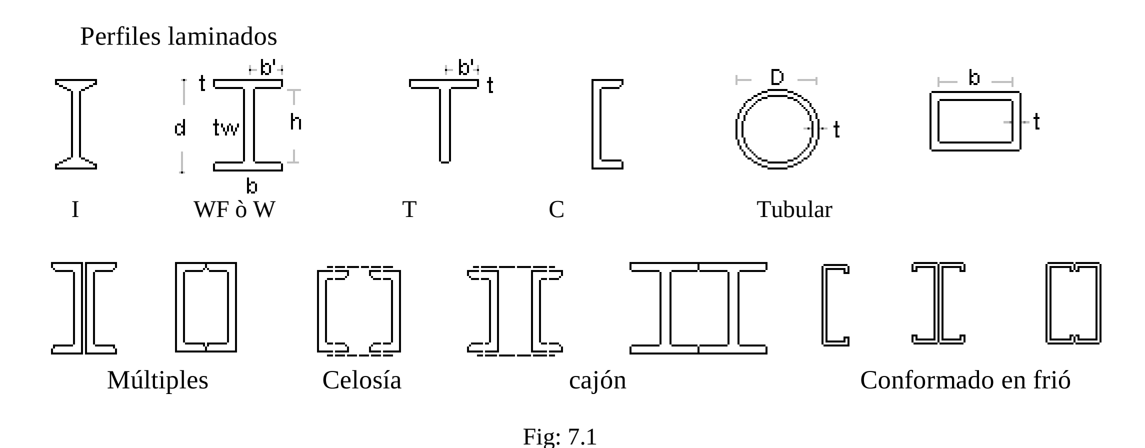


Fig: 7.1

7.4 Pandea Local

Las secciones de los perfiles de acero estructural se clasifican en secciones compactas y no compactas.

Sección compacta.- Si las alas están conectadas de forma continua al alma y las relaciones ancho espesor de los elementos no sobrepase el valor λp límite.
Las estructuras de acero con secciones compactas pueden desarrollar su completa resistencia a la compresión sin inestabilidad local.

Límites de esbeltez ancho espesor para columnas.

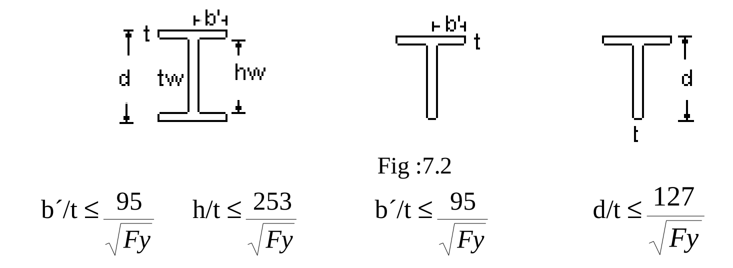
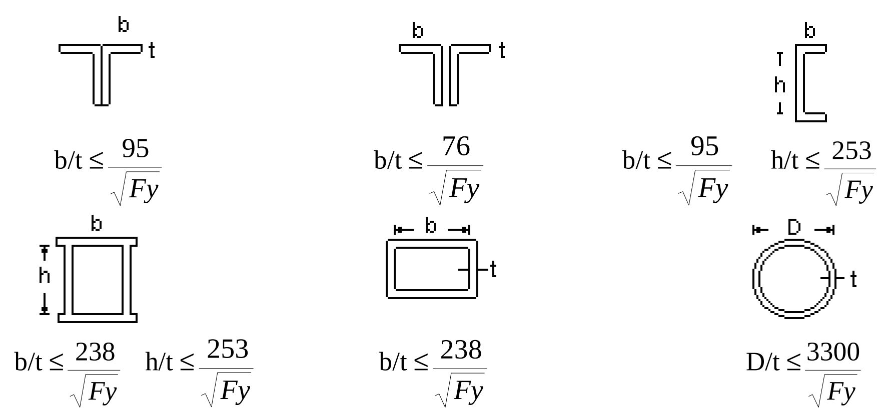


Fig :7.2

$b'/t \le \frac{95}{\sqrt{Fy}}$ $h/t \le \frac{253}{\sqrt{Fy}}$ $b'/t \le \frac{95}{\sqrt{Fy}}$ $d/t \le \frac{127}{\sqrt{Fy}}$



Límites de esbeltez ancho espesor para columnas

Fig.:7.3

Fr Tensión residual f_r = 70 MAP Perfiles laminados f_r = 115 MAP Perfiles soldados

7.5 Estados de equilibrio

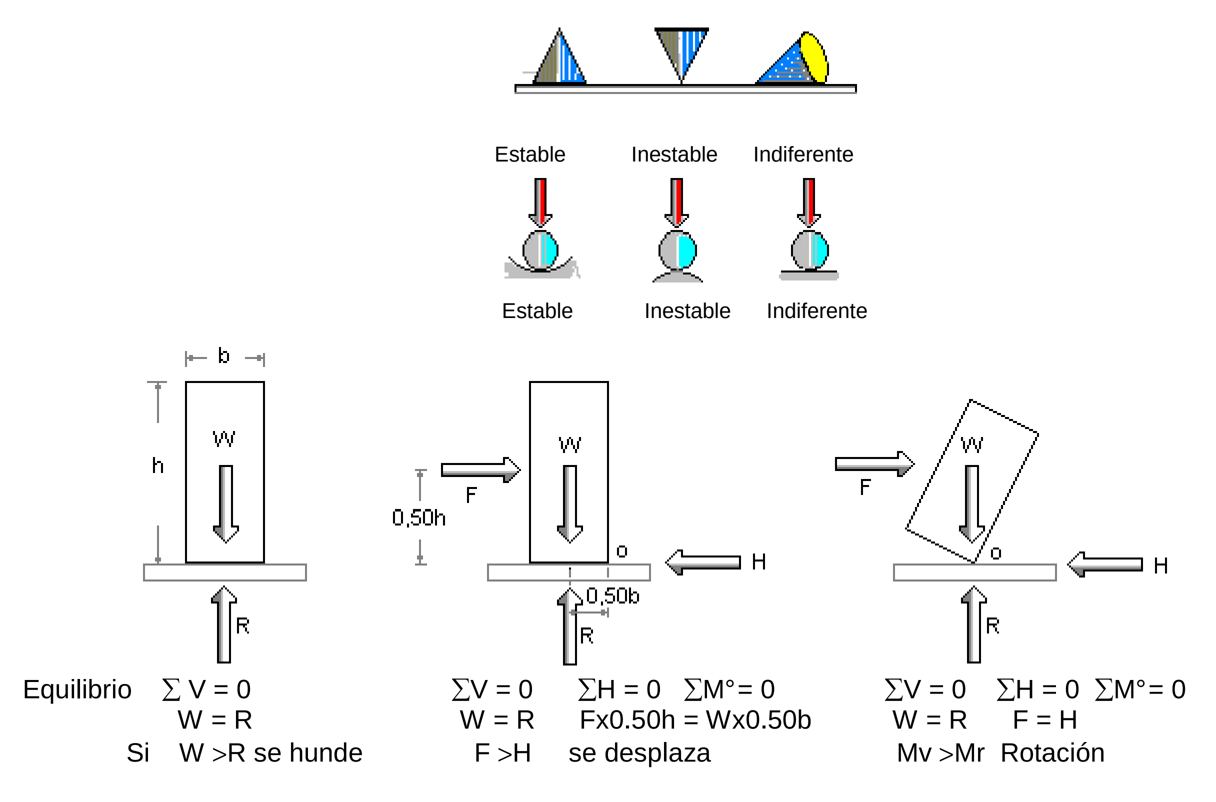
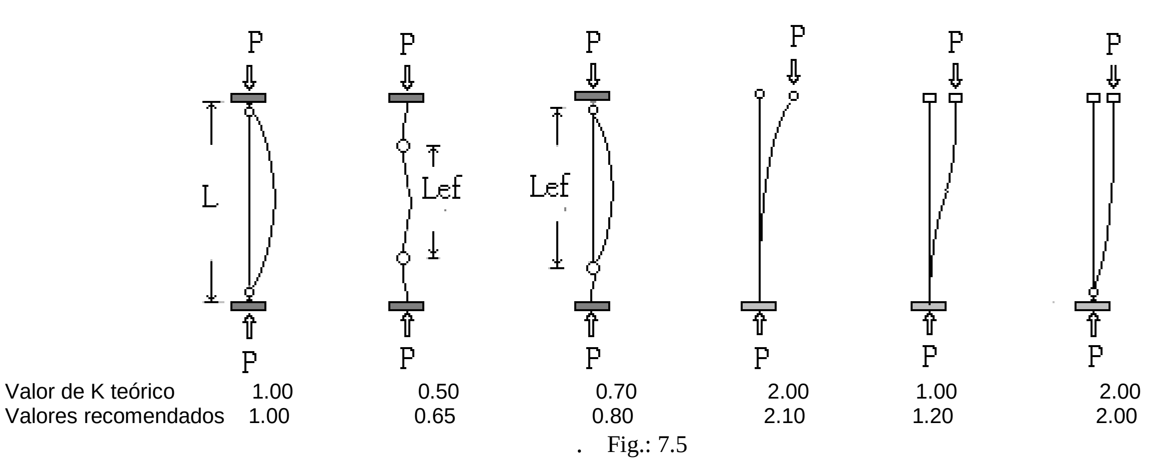


Fig.:7.4

El pandeo de barras o columnas es un problema relacionado con el estado de equilibrio. El pandeo en la práctica significa el pasaje de un estado de equilibrio estable a un estado de equilibrio inestable**.** La carga que provoca ese pase Pcr representa un valor que pone a la estructura en una condición de equilibrio indiferente. Llamado también Pe en el manual LRFD

7.6 Pandeo de columnas

Longitud efectiva de pandeo y Factor de vínculo.



Valor de K teórico	1.00	0.50	0.70	2.00	1.00	2.00
Valores recomendados	1.00	0.65	0.80	2.10	1.20	2.00

. Fig.: 7.5

Longitud efectiva Lef = K*L K = Factor de longitud efectiva

Esbeltez λ = K*L/ r r = Radio de giro

DEA $\lambda_{c°}$ = Limite entre el pandeo elástico e inelástico

DFCR

$ø_c$ = 0.85 Factor de reducción de resistencia

R_n = A*Fcr Resistencia nominal del miembro

A = Area de la sección transversal

F_{cr} = Esfuerzo crítico a la compresión Fcr = Fe ⇒ Esfuerzo de Euler en el manual LRFD

En marcos arriostrados el valor de K nunca puede ser mayor que 1.0, pero en los marcos sin arriostrar, los valores son siempre mayores que 1.0 debido al ladeo.

Fórmula de Euler.-

$Pcr = \dfrac{\pi^2 EI}{L^2}$ $\quad Fcr = \dfrac{Pcr}{A} = \dfrac{\pi^2 EI}{(L/r)^2} = \dfrac{\pi^2 EI}{\lambda^2}$ fórmula desarrollada para vínculos articulados K=1

$Fcr = \dfrac{\pi^2 EI}{(KL/r)^2}$ K ⇒ Según la condición de vínculo indicada anteriormente.

Longitud efectiva según las condiciones de vínculos

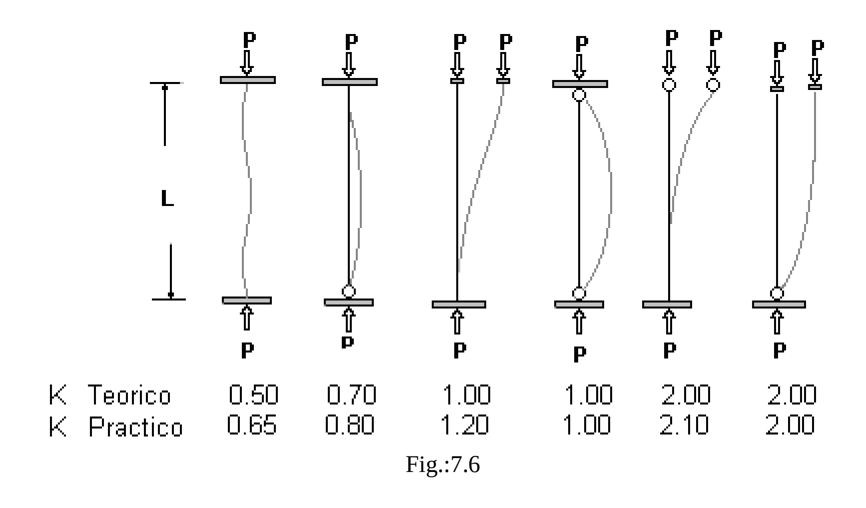


Fig.:7.6

Factor de vínculo Teórico y Práctico

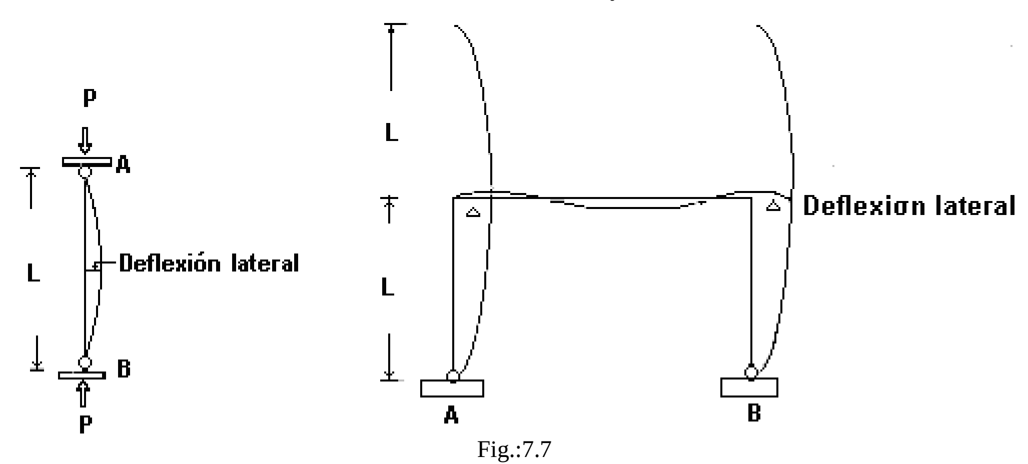


Fig.:7.7

Clasificación: Columnas cortas, intermedias y largas

Cortas.- El esfuerzo será igual al esfuerzo de fluencia y no ocurrirá el pandeo. Pero para que una columna quede en esta clasificación debe ser tan corta que no tendría ninguna aplicación.

Columna intermedia.- En estas columnas algunas fibras alcanzan la plastificación pero otras no, estas fallarán tanto por fluencia como por pandeo, su comportamiento se denomina inelástico.

7.8 Diseño por esfuerzos admisibles DEA. Especificaciones AISC

Columna corta: AISC para $0 \leq \lambda \leq \lambda \mathbf{c^a}$ $fc = [\, 1 - \frac{1}{2}(\lambda/\lambda c°)^2 \,] \frac{Fy}{\rho}$ $\rho = \frac{5}{3} + \frac{3\lambda}{8\lambda c°} - \frac{1}{8}(\frac{\lambda}{\lambda c°})^3$

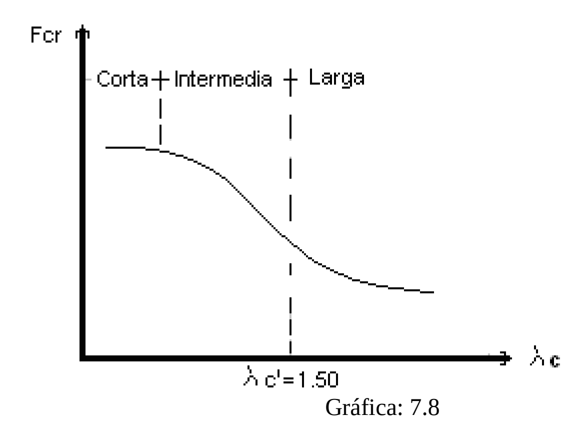
ρ = coeficiente de seguridad, varía de 1.67 a 1.92 Columnas largas: AISC para $\lambda \geq \lambda \mathbf{c°}$ $fc = \frac{\pi^2 E}{\rho \lambda^2}$ $\rho = 1.92$

Determinación de λc° : de la gráfica $\frac{Fy}{2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda°^2}$, para A36 E = 2100000 kgs/cm2 ∴ λc° =128 AISC

Tabla 7.1 Tensiones admisibles para acero A36

λ	ρ	f_c	λ	ρ	f_c
0	1.67	1518.00	105	1.91	881.11
5	1.68	1503.63	110	1.91	835.65
10	1.70	1487.28	115	1.91	788.79
15	1.71	1469.02	120	1.92	740.48
20	1.72	1448.94	125	1.92	690.65
25	1.74	1427.13	128	1.92	660.00
30	1.75	1403.64	130	1.92	638.10
35	1.77	1378.55	135	1.92	591.71
40	1.78	1351.92	140	1.92	550.20
45	1.79	1323.79	145	1.92	512.91
50	1.81	1294.22	150	1.92	479.29
55	1.82	1263.25	155	1.92	448.86
60	1.83	1230.91	160	1.92	421.25
65	1.84	1197.24	165	1.92	396.10
70	1.85	1162.25	170	1.92	373.15
75	1.86	1125.96	175	1.92	352.13
80	1.87	1088.39	180	1.92	332.84
85	1.88	1049.53	185	1.92	315.09
90	1.89	1009.39	190	1.92	298.72
95	1.89	967.95	195	1.92	283.60
100	1.90	925.20	200	1.92	269.60

Dimensionamiento.- Método DFCR



Gráfica: 7.8

$Fcr = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2}$ $\lambda c^2 = \frac{Fy}{Fcr}$ $\lambda c = \frac{KL}{\pi r}\sqrt{\frac{Fy}{E}}$

$Fcr = \left[0.658^{\lambda c^2}\right] Fy$ para λc ' ≤ 1.50 $Fcr = [\frac{0.877}{(\lambda c)^2}] Fy$ para λc ≥ 1.50

7.7 **Dimensionamiento de elementos sometidos a compresión simple.** Método DFCR

Fórmulas: Esbeltez $\lambda = \frac{KL}{r}$ KL = Longitud efectiva de pandeo K = factor de vínculo

Relación de esbeltez máxima recomendada $\lambda_{máx.} = 200$

$\gamma P = P_u = \phi\, F_{cr}\, A$ ϕ = 0.85 para compresión

MR240 $\lambda c = 0{,}0108\ \lambda$
MR250 $\lambda c = 0{,}0110\ \lambda$
A36 $\lambda c = 0{,}0110\ \lambda$

Tabla 7.2 Tensión crítica Fcr - λ

λ	λ c	Fcr (kg/cm^2)	λ	λ c	Fcr (kg/cm^2)
10	0.11	2519	160	1.77	709
20	0.22	2517	170	1.88	628
30	0.33	2417	180	1.99	560
40	0.44	2330	190	2.10	503
50	0.55	2220	200	2.21	455
60	0.66	2108	210	2.32	412
70	0.77	1976	220	2.43	376
80	0.88	1829	230	2.54	344
90	0.99	1678	240	2.65	317
100	1.10	1524	250	2.76	291
120	1.21	1371	260	2.87	269
130	1.32	1220	270	2.97	254
140	1.43	1087	280	3.09	232
150	1.54	938	290	3.20	217

7.5.1 Ejemplo 1

Determinar la resistencia a la compresión para una columna de sección tubular cuadrada de 20cm*20cm*1cm de espesor, A36, L = 3m y articulada en ambos extremos.

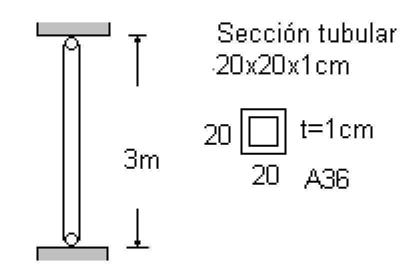


Fig.:7.9

$I_x = I_y = 4585$ cm4 A = 76cm2 rx = ry = 7,77 cm $\lambda = 38.6 < 91$
$\lambda c = \lambda/\lambda o$ $\lambda_c = 38.60/91$ $\lambda_c = 0{,}42$ $\lambda_c < 1{,}50$ $F_{cr} = 2345$ Kg/cm^2

Nd res = Øc*Ag*Fcr Nd res = 163.696 Kg 1.40N = 163.696 Kg N = 116.926Kg

7.5.2 Ejemplo 2

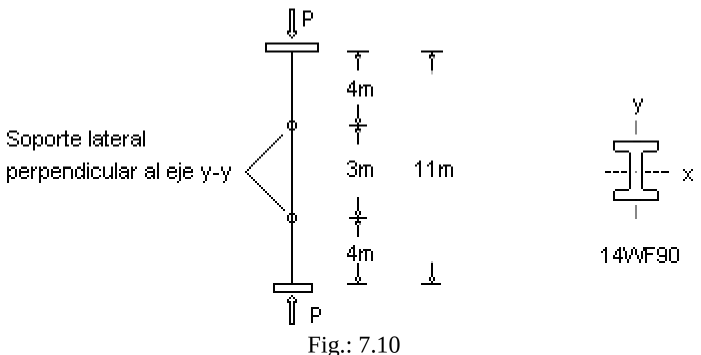


Fig.: 7.10

Perfil 14WF90 A = 171cm^2 ry =9.34cm rx = 15.60cm
$\lambda x = 0.80 \times 11/15.60$ $\lambda x = 56.40$ $\lambda y = 0.80 \times 4 / 9.34$ $\lambda y = 38.50$
λ c = 56.4/ 90,5 = 0.62 < 1.50 Fórmula I Fcr = 2150 Kg/cm2 Tipo de carga CM = 50% y CV = 50%
1.- Carga muerta sola ⇒ 1.40CM 1.40P/2 = 0.70P
2.- Carga muerta + carga viva ⇒ 1.20CM+1.60Cv si CM = CV 1.20P/2 +1.60P/2 = 1.40P ∴ γ =1.40
γ P = ϕ Rn ∴ 1.40P = 0.85 *2150Kp/cm2 * 171cm2 P = 223ton

7.5.3 Ejemplo 3 . Seleccionar un perfil WF14 de acero A36 para las siguientes cargas de servicio:

CM = 45 ton CV = 72.50 ton KL = 3m Pu = 1.4*45t = 63 tn
Pu = 1.20 *45 ton + 1.60 * 72.50 ton Pu = 170 ton. Rige

Asumimos un λ = 50 de la tabla se tiene Fcr = 2220 kp/cm2 Rd = 0.85*2220kp/cm2* A A = 90cm2
Perfil 14WF48 A = 90.96 ry = 4.83cm.
λ = 300/ 4.83 = 62 Fcr = 2120Kp/cm2 Pd = 2120 x 90.96 = 163 t insuficiente, escoger un perfil mayor
14WF53 A = 100.64cm2 ry = 4.88cm

λ = 300/ 4.88 = 61.47 Fcr = 2100 cm2 Rd = 0.85*2100 * 100.64 =179.64 ton Rd = 179.60 ton

7.6 Longitudes efectivas de columnas en marcos múltiples

La longitud efectiva de una columna es una propiedad de toda la estructura de la que forma parte la columna.

El ladeo se refiere a la deformación que se presenta en los fenómenos de pandeo. Los nomogramas se usan para estimar las longitudes efectivas de pandeo de columnas. en marcos cuya resistencia al movimiento lateral le proporcionan la rigidez de los miembros de la estructura. Para usar el nomograma es necesario realizar un predimensionamiento para tener las características de la sección que se requieren.
El SSRC (Consejo de Investigación sobre la Estabilidad Estructural) hace recomendaciones relativas al uso del nomograma. Una de ellas se refiere a los soportes de las columnas referidas a G (relación entre la suma de las rigideces de las columnas conectadas en un nudo y la suma de la rigidez de las vigas conectadas al mismo nudo).

$$G = \frac{\Sigma \frac{Ic}{Lc}}{\Sigma \frac{Ig}{Lg}} \qquad G = \frac{\Sigma (EI/L) delascolumnas}{\Sigma (EI/L) delasvigas}$$

G Es teóricamente igual a infinito, cuando la columna esta conectada a la cimentación a través de una articulación sin fricción. $G = \propto$

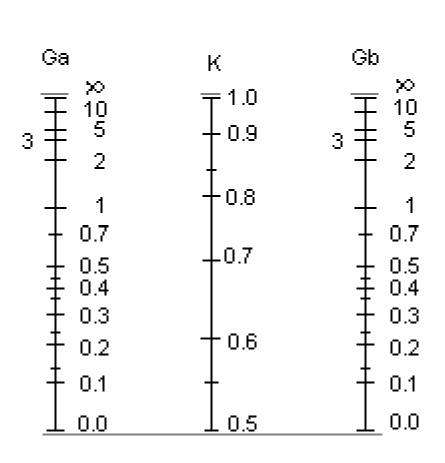
G debe tomarse igual a 10 cuando se usen soportes no rígidos. G = 10

G teóricamente tiende a cero para conexiones rígidas entre columna y cimentación G = 0
Pero por recomendaciones practicas debe tomarse G = 1

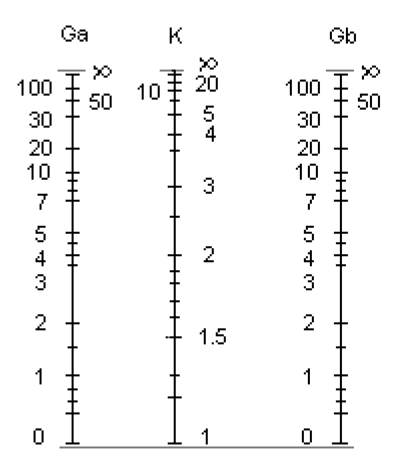
Para mejorar ciertos valores de G usados en el nomogramas se recomienda que las rigideces de las vigas se multipliquen por factores cuando se conocen las condiciones existentes en los extremos de las vigas conectadas. Si se permite el desplazamiento lateral y el extremo alejado de la viga está articulado, la rigidez de la viga debe multiplicarse por 0.50.

Cuando los marcos se arriostran de modo que el ladeo no es permitido el valor de K < 1
Los nomogramas se basan en un conjunto de condiciones idealizadas que rara vez se dan en una estructura real.
Se considera el comportamiento elástico, todas las columnas se pandean simultáneamente, todos los miembros tienen secciones transversales constantes y todos los nudos son rígidos.
Si las condiciones reales son distintas, se obtendrán valores de K muy grandes
Muchas columnas fallan en el intervalo inelástico y por ello los valores de K resultan conservadores.

En el intervalo elástico, la rigidez de una columna es proporcional a EI en donde E = 2100000 kp/cm^2, y en el intervalo inelástico la rigidez es proporcional al Et I, donde Et es el módulo tangente o módulo reducido.
Et/E = Fcr inelástica / Fcr elástica = (Pu/A)/ Fcr elástica. El factor de corrección FRR se multiplica por G.



Nomograma - Ladeo impedido



Nomograma - Ladeo permitido

Gráfica: 7.12

Ejemplo: Seleccionar una columna WF para la columna A-B Acero A36 P = 22000kp h_1 = 396.24m ⇒ 13'

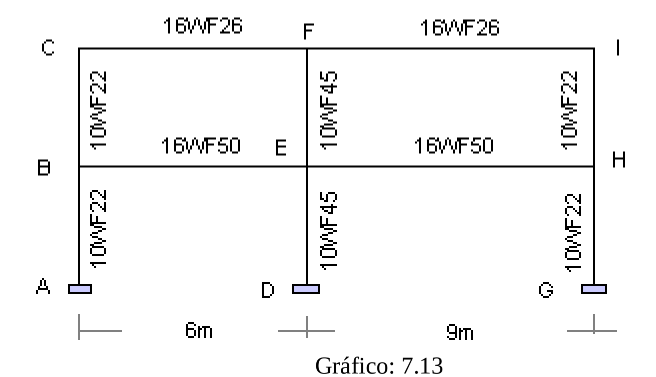


Gráfico: 7.13

Tabla 7.3

Miembro	Perfil	Area pul^2	Ix $pulg^4$	rx pul	L pul	I / L pul^3
AB	10WF22	6.49	118	4.27	156	0.756
BC	10WF22	6.49	118	4.27	156	0.756
DE	10WF45	13.30	248	4.32	156	1.59
EF	10WF45	13.30	248	4.32	156	1.59
GH	10WF22	6.49	118	4.27	156	0.756
HI	10WF22	6.49	118	4.27	156	0.756
BE	16WF50	14.47	659	6.68	236.22	2.79
CF	16WF26	7.68	301	6.41	236.22	1.27
EH	16WF50	14.47	659	6.68	354.33	1.86
FI	16WF26	7.68	301	6.41	354.33	0.85

16 WF50 A = 14.70 pul2 Ix = 659 rx = 6.68 Iy = 37.20 ry = 1.59
10WF22 A = 6.49 pul2 Ix = 118 rx = 4.27 Iy = 11.40 ry = 1.94

Columna AB

Gb = $\frac{2x118/156}{659/236.22}$ = 0.54 Ga = 1 K = 1.25 $\lambda = \frac{Kl}{r}$ $\lambda = \frac{1.25*156''}{1.94''}$ λ = 100 λc = 1.10

Fcr = 1524kg/cm2 Pu = ϕ Fcr *A 1.4P = 0.85 * 1524 kp/cm^2 * 41.80cm^2 P = 38677 kp

Se consideró el apoyo A empotrado Ga = 0

Si la condición del apoyo fuera articulado ∴ Ga = 10 y Gb = 0.54 ⇒ K =1.8 ⇒ λ = 145 Fcr =1012 kp/cm^2
P = 25683 kp.

Columna BC Gb = 0.57 Gc = $\frac{0.756}{1.27}$ = 0.59 K = 1.16 λ = 93 Fcr = 1600kp/cm^2 P = 40605kp

Pandeo Flexotorsional en columnas.

Los miembros estructurales con carga axial, pueden fallar de tres maneras:
Pandeo flexionante o pandeo de Euler, pandeo torsionante y pandeo flexotorsionante.
Las secciones con doble simetría como las WF, están sometidas solo a pandeo flexionante y torsionante.
Las secciones abiertas tienen poca resistencia a la torsión, los perfiles en caja son los más adecuados.
Para evitar que se presente l pandeo torsionante, es necesario disponer soportes que impidan el movimiento lateral y la torcedura.
Para un perfil con simetría simple T ó doble angular, el pandeo de Euler se dará para x ó y. Para ángulos de lados iguales se dará respecto al eje z.
Si se usan perfiles simétricos como columnas, la torsión no ocurrirá si la línea de acción de las cargas pasa por el centro de cortante.
El centro de cortante, es aquel punto de la sección transversal a través del cual debe pasar la resultante de las cargas laterales para que no ocurra torsión.

aaaaaaaaaaaaaaaaaaaaaaaaa

Capitulo Nº 8

COLUMNAS MULTIPLES

8.1 **Columnas múltiples**.

Cuando resulta insuficiente un determinado perfil y no se encuentra en el mercado otro de mayor capacidad, se puede recurrir a la solución con dos o más perfiles. Estos perfiles para hacer efectiva su capacidad mejorada, requieren de enlaces cuya función es la de reducir la longitud de pandeo de los elementos componentes, se habla entonces de una esbeltez del conjunto y una esbeltez de un elemento.
La disposición ideal del conjunto, será aquella que determine igual resistencia para cualquiera de los ejes, es decir Ix = Iy
Para tomar en cuenta la eficiencia se recomienda trabajar con una relación de esbeltez ficticia para el eje deformable en nuestro caso el eje y. $\lambda i = \sqrt{\lambda y^2 + \frac{m}{2}\lambda 2^2}$

Donde: m = número de piezas individuales en cada plana de flexión.
λy = Relación de esbeltez de columna múltiple.
$\lambda 2$ = Relación de esbeltez de una pieza individual con relación a su eje baricéntrico paralelo al eje y.

8.2 Disposiciones constructivas

Celosía. Son los elementos que sirven de enlace, los que pueden ser angulares, pletinas y redondos. La conexión a los elementos principales se puede hacer por pernos. Soldadura o remaches.
Celosía simple cuando s $\leq$ 15” $\alpha \geq$ 60º
Celosía doble cuando s $\geq$ 15” $\alpha \geq$ 45° o bien celosía simple a base de ángulos.
Esbeltez limite $\lambda \leq$ 140 para celosía simple y 200 para doble

Placas de unión. Se dispondrán en los extremos y en posición intermedia, sirven para alinear las piezas principales, el espesor como mínimo debe ser t $\geq$ s / 50 y longitud de por lo menos igual a s.

8.3 Dimensionamiento.

Tomaremos como ejemplo la columna conformada por dos canales. La disposición de los canales será tal que la columna resultante tenga igual resistencia para cualquiera de los ejes es decir Ix = Iy , si llamamos **2a** la distancia entre baricentros de los canales, la expresión resulta :

$I x = I y \qquad I x = 2I_1 \qquad I y = 2[I_2 + A*a^2] \qquad 2 I_1 = 2[I_2 + A*a^2]$

$$a = \sqrt{(I1 - I2)/A}$$

Esbeltez del conjunto $\lambda = \frac{KL}{rx}$

Esbeltez de un elemento $\lambda_1 = \frac{KL_1}{r_1}$

Condición ideal $\lambda = \lambda_1 \quad L_1 = L*r_1/rx$

Por seguridad: $0.75\lambda = \lambda\neq$ para que la falla se de por el conjunto.

Conjunto.- Miembros principales MP $\lambda \leq$ 120

$I_x = I_y$ inercia del conjunto A = área rx, ry radio de giro
L = longitud de la columna

Elemento
I_1, I_2 inercia de un elemento $L\neq$ = longitud no arriostrada de un elemento
λ_1 , λ_2 Esbeltez de un elemento para sus ejes baricéntricos
a = Distancia entre ejes baricéntricos

s = Espaciamiento entre líneas de conexión de los elementos de enlace
α = Angulo de inclinación de los elementos de enlace.
Barras de celosía: b min. = 3D D = diámetro de los pernos o roblones
t'_{min} = en función de la esbeltez $\lambda'' \leq 140$
El dimensionamiento se lo hace suponiendo que la celosía esta sujeta a una fuerza H= Cortante normal al miembro igual al 2% a 4% de la resistencia de diseño por compresión.
Esbeltez: $\lambda'' \leq 140$ para celosía simple y $\lambda'' \leq 200$ para celosía doble.

8.4 Ejemplo

Determinar la capacidad máxima para la columna conformada con dos canales C12*25, para una altura de 3m, condiciones de apoyo, articulados: d = 30.48cm b = 7.74cm t = 1.27cm t_w = 0.98cm A = 47.42cm2 x_g = 1.71cm

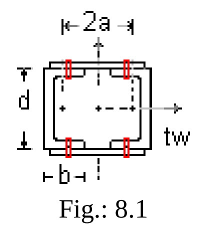
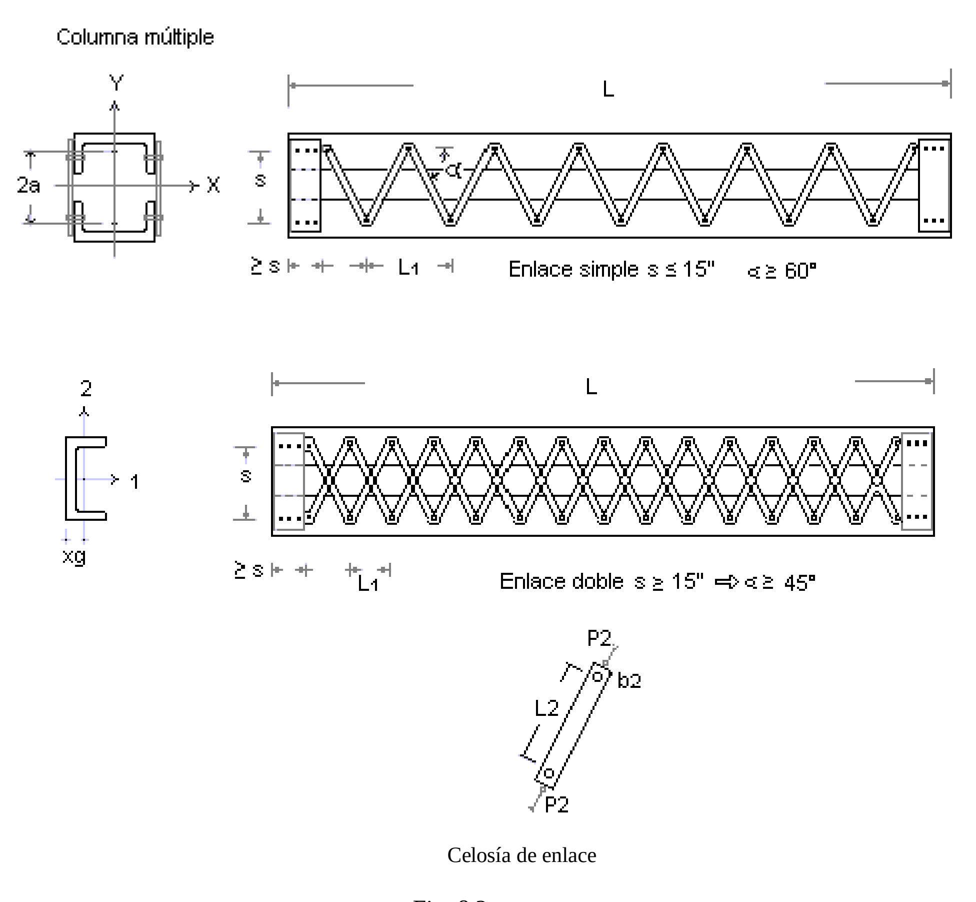


Fig.: 8.1

I_1 = 5994 cm4 I_2 = 186 cm2 r_1 = 11.30cm r_2 =1.98cm L = 4m



Celosía de enlace

Fig.:8.2

8.5 Dimensionamiento.

Tomaremos como ejemplo la columna conformada por dos canales,. La disposición de los canales será tal que la columna resultante tenga igual resistencia para cualquiera de los ejes es decir Ix = Iy , si llamamos 2a la distancia entre baricentros de los canales, la expresión resulta :

$$I x = I y \qquad I x = 2I_1 \qquad I y = 2[I_2 + A*a^2] \qquad 2 Iy = 2[I_2 + A*a^2]$$

$$a = \sqrt{(I1 - I2)/A}$$

Esbeltez del conjunto $\lambda = \dfrac{KL}{rx}$

Esbeltez de un elemento $\lambda \neq = \dfrac{KL_1}{r_1}$

Condición $\lambda = \lambda_1$ $L_1 = \underline{L*r_1}/rx$

Conjunto
|x = |y inercia del conjunto A = área rx, ry radio de giro
L = longitud de la columna

Elemento
|1, |2 inercia de un elemento L≠ = longitud no arriostrada de un elemento
λ≠ , λ² Esbeltez de un elemento
a = distancia entre ejes baricenticos
s = espaciamiento entre líneas de conexión de los elementos de enlace
α = ángulo de inclinación de los elementos de enlace
Barras de celosía: b min = 3D D = diámetro de los pernos o roblones
t´min = en función de la esbeltez λ” ≤ 140
El dimensionamiento se lo hace suponiendo que la celosía esta sujeta a una fuerza cortante normal al miembro igual al 2% de la resistencia de diseño por compresión.
Esbeltez: λ ≤140 para celosía simple y λ ≤ 200 para celosía doble.
8.6 Ejemplo

Determinar la capacidad máxima para la columna conformada con dos canales C12*25, para una altura de 3m, condiciones de apoyo, articulados: d =30.48cm b = 7.74cm t = 1.27cm t_w = 0.98cm A = 47.42cm2 x_g = 1.71cm

I_1 = 5994 cm4 I_2 = 186 cm2 r_1 = 11.30cm r_2 =1.98cm L = 4m

Fig.: 8.3

$a = \sqrt{\dfrac{I_1 - I_2}{A}} \sqrt{\dfrac{6010 - 186}{47.42}}$ a =11.06cm s = (2x11.11-2x3) s = 16.12cmcm

α = 60°
λ = 1*400/11.30 = 35.39 Fcr = 2967kp/cm2 1.4P = 0.85*2967*2*47.42 P = 170.844 Kp

Máxima longitud de enlace 35.39 =K*L1/1.98 L_1 = 70.07cm

Para α = 60° 16.12 = $L_1 \cos\alpha$ L_1 = 18.60cm Rige

L2 con la esbeltez límite recomendada λ” = 140 se determina el espesor mínimo del enlace.
t´ = 18.60cm*3.46/140 t´mín = 0.45cm. si t’ = ¼ “ t’ = 0.635cm comercial
Perno por corte
1.4x1708Kp = 0.65x0.6x8250xπ D^2 /4 ∴ D = 3/8” D = 1cm
Ancho mínimo b = 3D b = 1cm*3 b = 3.00cm

Capacidad de la celosía .- $L_1 = L_2$ λ ” = K*L_2 / r” λ ” = 1*18.60*3.46/ 0..635
λ ” = 101.35 F_{cr} = 1524kps/cm2 corte transversal H = 0.02*P
Carga sobre una celosía H = 0.02*P P’’ = H/2 = 1708 kps P_2 =1708/cos30° *2 P_2 = 985kps
1.40*985kp = 0.85*1524 kps/cm2*b_2*0.635cm b_2 = 1.67cm b_2 = 3cm rige

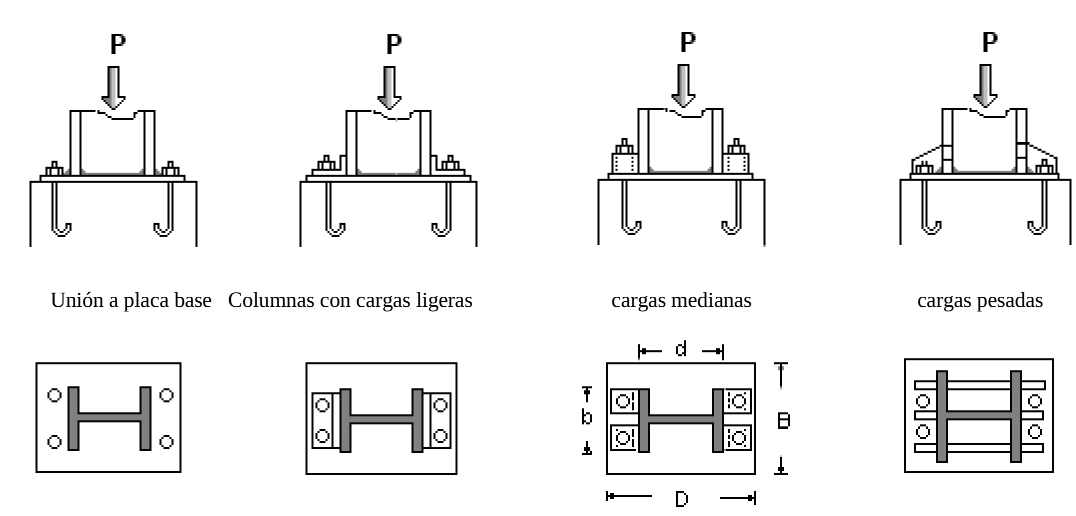
Longitud de placas de enlace.- L_e = s L_e = 18cm
Espesor de la placa mínimo t’ = 18.60/50 = 0.37cm t’ = 3/16”

°°°°°°°°°°°°°°°°°°

Tema No 9 PLACAS DE BASE PARA COLUMNAS

9.1 Placas de base para columnas. Las placas de base sirven para transferir las cargas de la columna al cimiento, es un elemento de transición entre un material muy resistente como es el acero a uno de menor resistencia como el hormigón. Para que cumpla su función la placa debe ser lo suficientemente rígida para poder distribuir las tensiones que debajo de ella se desarrollan.
Las placas de base pueden soldarse directamente a las columnas.

9.2 Unión de placa a columna.



Unión a placa base Columnas con cargas ligeras cargas medianas cargas pesadas

Fig.: 9.1

9.3 Area de la placa

Método DFCR

$Pu = \phi_c\, 0.85\, f_{ck}\, A_1$ Si toda el área de la placa cubre el área del cuello de la base

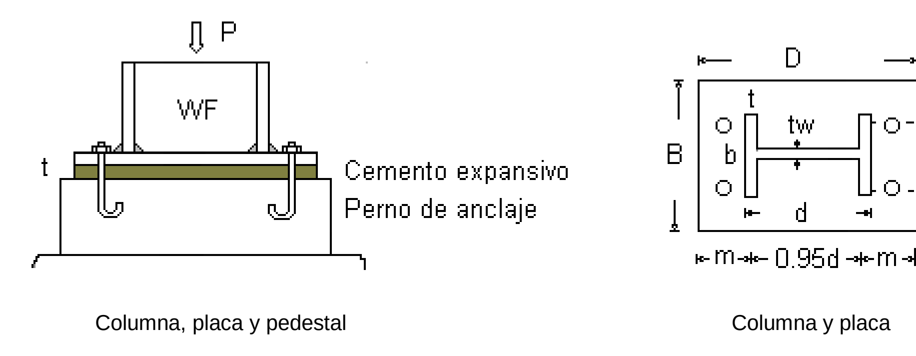
A_1 área de la placa $\phi_c = 0.60$

$Pu = \phi_c\, 0.85\, f_{ck}\, A_1 \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq \phi_c\, 1.70\, f_{ck}\, A_1 \leq 1.02 f_{ck}\, A_1$ Si el área del cuello del pedestal es mayor que A1

A_2 = área del cuello del pedestal

Método DEA $f_c' = 0.35 f_{ck}$ Compresión admisible en el hormigón

$f_c' = 0.35 f_{ck} \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 0.70 f_{ck}$



Columna, placa y pedestal Columna y placa

Fig.: 9.2

DFCR

El espesor de la placa **t,** se determina en base a la flexión de la misma, debido a la presión que provoca la placa en el cuello de la base de hormigón. $R_d = \phi R_n = \phi$ Z Fy

$M_u = (Pu/A_1)B\ (m/2)m$ o $M_u = (Pu/A_1)\ D\ (n/2)n$ t = m $\sqrt{2Pu/0.90FyBD}$ t = n $\sqrt{2Pu/0.90FyBD}$

La condición ideal será cuando m = n y esto se logra cuando $D = \sqrt{\ }\ A1 + \Delta$ $\Delta = 0.50(0.95d - 0.80b)$

$B = A_1/D$ $A_1 = (1/A_2)(Pu/0.60*0.85*fck)^2$ $A_l = Pu / (0.60*1.70*f_{ck})$

DEA

f = M/Wx $Wx = \frac{Bt^2}{6}$ $fb = 0.75Fy = fcxBx\,n^2/2\,\frac{Bt^2}{6}$ $t = 2n\sqrt{\frac{fc}{Fy}}$ fc = tensión real bajo el borde de la placa

Ejemplo 9.1

Diseñar una placa base para una columna 12WF65 CM = 30ton CV = 50ton Hormigón fck 21MPa
A=10.30pul^2 d= 12.5" tw= 0.30" t=0.52" b=6.5"
A=66.45cm^2 d= 31.75cm tw=0.47cm t=1.32cm b=16.5cm
Pu = 1.20*30ton + 1.60*50ton Pu = 116ton Asumimos D = 12" + 2*4" = 20"
Se considera 4" el ancho necesario para alojar los pernos de anclaje, de no ser así, en la siguiente aproximación se corrige. D = 20" es decir D = 51cm A_1 = 51* B
Cd = 0.60*0.85*210 kp/cm^2 * 51cm* B Cd = 116000 kp. B$\geq$ b+2" B = 27cm m = 11cm n = 7cm
t = 3.15 cm t = 1.25"

Solución 2.- Placa con rigidizador B= 30cm t=1.27 t' = 1.27cm h`= 7cm Zx= 133cn^3 Mu= 0.9FyZx

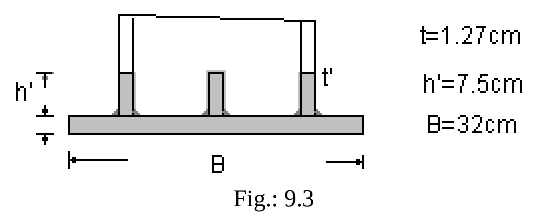


Fig.: 9.3

Mu= 71x11^{2}x32/2 Mu=137456kp-cm $\leq$ 308865 OK se puede mejorar

Pernos de anclaje.- $f_{bd} = 0.77\sqrt{fck}$ Barras lisas

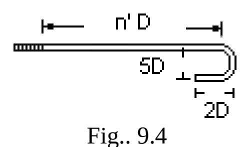


Fig.. 9.4

Longitudes de anclaje: L_a = n' D Tabla 9.1

Fck MPa	n'
12.50	33
15.00	30
20.00	26
21.00	25
25.00	23

Problema No 9.2 .- Columna 10WF54 P = 54t e = 7cm placa A36 Determinar B, D, t
Hormigón H21 fc' = 035fck fc' = 73.50Kp/cm^2

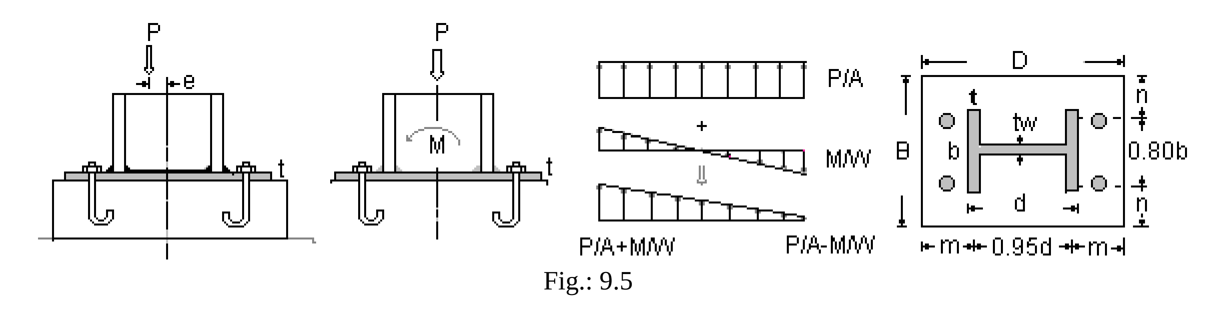


Fig.: 9.5

Perfil 10WF54 A = 102.45cm2 d = 25.70cm b = 25.47cm

Método DEA

Dimensión de la placa: Asumimos DxB = 18"x18" B = d+2x4" para acomodar los pernos
D = 45.72cm B = 45.72cm A_1 = 2090cm^2 fc = P/A1 54000/2090 fc = 25.84Kp/cm^2
Wx = 15928cm3 M/ W = 54000x7/ 15928 = 378000Kp-cm/15928cm^3
M/W = 23.73Kp/cm2 f_{c1} = 25.84+23.73 f_{c1} = 45.59Kp/cm^2
f_{c2} = 25.84-23.73 f_{c2} = 2.11Kp/cm^2 no hay levantamiento de placa
Espesor de la placa t m = (45.72cm-0.80x 25.47)/2 =12.67cm Rige
n = (45.84 - 0.95x25.70)/2 = 10.71cm
f = M/Wx M = 45.59x45.72x10.71^2 x2/3 + 33.29x45.72x10.71^2 x1/3 =159391+58193
M = 101198kp-cm Wx = 45.72 t^2 /6 0.75x2530 = 101198/45.72 t^2 /6 t =2.29cm t = 1"
$t = 2x12.67\sqrt{\frac{45.59}{2530}}$ t = 3.4cm t = 1 3/8" Rige
Pernos: El momento induce un par en los pernos Txd' = M d' = 36.57cm espaciamiento de pernos
2Tx36.57cm = 378000Kp-cm T = 5168Kp f_b = 1400kp/cm2 D = 2.16cm D = 7/8"
Longitud de anclaje: $L_a = T/\pi xDxf_{bd}$ $f_{bd} = 0.77\sqrt{fck}$ si fck =210Kp/cm2 f_{bd} =11.16Kp/cm2
L_a = 5168/πx2.22x11.16 L_a = 66cm

Problema 9.3

Perfil 12WF58 A = 109.67cm2, d = 30.96cm, b = 25.42cm e = 14cm determinar B, D, t
Hormigón H21 Acero A36 H= 2000kp

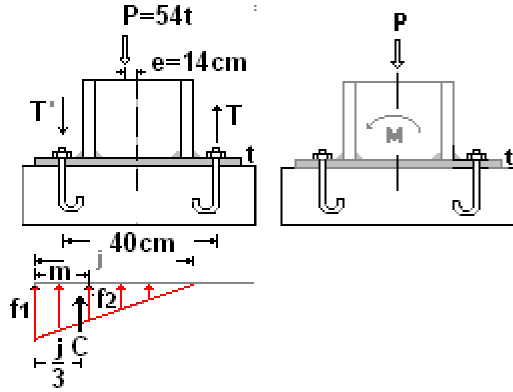


Fig.: 9.6

DEA
Asumimos placa de 20"x18" D = 50.80cm B = 45.72cm
M = 54000x14 = 756000kp-cm n = (50.80 – 0.95x30.96)/2 n = 10.69cm m = (45.72 – 0.80x25.42)/2 m = 12.69
54000kp = B j f_1/2 2362 = jxf_1 ⇒ f_1 = 2362/j . El equilibrio requiere que la sumatoria de momentos respecto del borde de la placa sea cero: 54000x11.40 – B j^2 f_1/6 = 0 80787 = j^2 f_1
80787 = j^2 x2362/ j j = 34.20cm f1 = 69.07kp/cm2 < 73.50kp/cm2 0K para H21 f_2 = 47.48kp/cm2

Espesor de la placa

M = 202979kp-cm Wx = 45.72t ^{2} /6 $\Rightarrow$ 0.75x2530 x45.72t ^{2} /6 = 202979 t = 3.24cm

t = 2x12.67 $\sqrt{\frac{69.07}{2530}}$ 4.18cm t = 1 5/8"

Tensión al nivel de pernos: f_3 = 22.62kp/cm^2 tensión en el perno f perno = 22.62x21 = 475kp/cm2

Diámetro del perno 2Tx40cm = 202979 T = 5940Kp D = 4cm D = 1 5/8"

La = 5940/πx4.13x11.16 La = 41cm

Base para columna sujeta a carga axial y momento DFCR

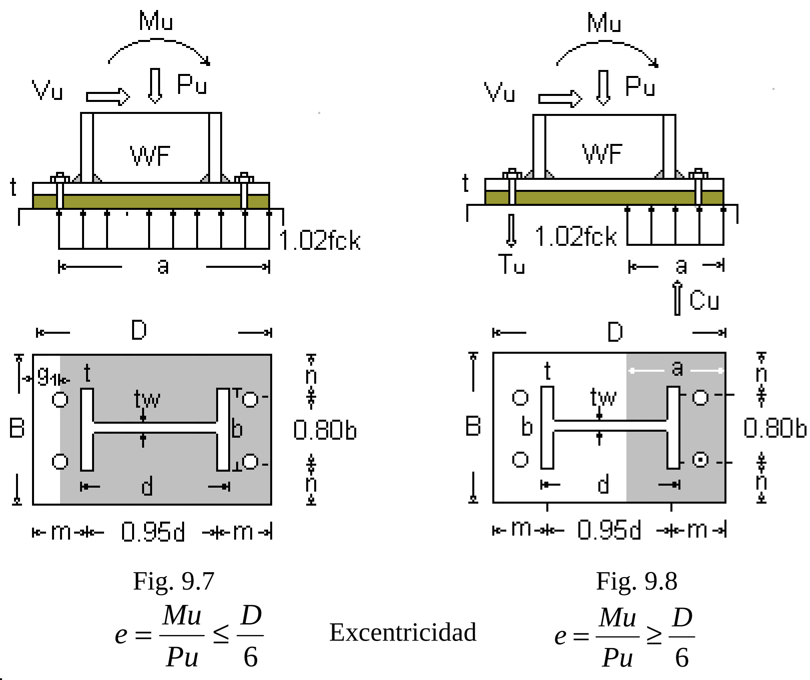


Fig. 9.7 Fig. 9.8

$e = \frac{Mu}{Pu} \leq \frac{D}{6}$ Excentricidad $e = \frac{Mu}{Pu} \geq \frac{D}{6}$

g_1= Distancia al borde

Caso 1.- $e \leq D/6$ Pu=(1.02fckBm)(D-g_1) Bm = $\frac{Pu}{1.02\, fck(D-2e)}$

Bm= Mínimo ancho B por resistência.

[ϕ Mn=0.9FyB(t/2)^2] $\geq$ [1.02fckBxm^2/2) $t \geq$ m $\sqrt{\frac{2.27\, fckB_m}{FyB}}$ Llamando h = D-g_1

Si la dimensión B no es la determinante. : $t \geq$ n $\sqrt{\frac{2.27\, fckxB_m}{FyB}}$

Caso 2.- $e \geq D/6$ Equilibrio $\sum Fy = 0$ Tu=Cu – Pu Cu= 1.02fckBxa

$\sum Mc = 0$ T[(D-(g_1+a/2) – Pu[(D-a)/2] =Mu

Se determina a = ...? a=h- $\sqrt{h^2 - \frac{Pu(2h-D)+2Mu}{1.02\, fckB}}$

Pernos.- Si n es el número de pernos, son n/2 pernos por lado. Asumimos que cada perno resiste el mismo cortante

Se requiere: $\frac{n}{2}(\phi Rn - \phi v \frac{Vu}{n}) \geq Tu$ donde $\phi Rn =$ Resistencia de diseño.

ϕv = 1.1 Para bases embebidas en el hormigón

$\phi v =$ 1.25 Para bases con mortero de expansión

$\phi v = 1.85$ Bases soportadas sin mortero expansivo

El ancho requerido para acomodar los pernos es determinado por las siguientes fórmulas:

$Tu = \frac{n}{2}(\phi vRn - \phi v\frac{Vu}{n})$ $a = 2[h - \frac{Mu + Pu(h - D/2)}{Pu + Tu}$ $B \geq \frac{Pu + Tu}{1.02\, fckxa}$

Ejemplo 1 .- Columna 14WF99 Pu =230000kp Mu=16000kp-m Vu=10900kp
1.2Cm +1.6Cv+(0.5CVt) Hormigón fck=210kp/cm^2
Dimensiones 14WF99 b=14.57" d=14.16" b= 37cm d=36cm
Para el caso 1 el diámetro mínimo especificado es d=3/4"
Para el caso 2.- g1=1.5D para D=3/4" g1=1.125 g1=1.25" D= d+4g1 = 36cm+12.7cm =48.7cm D=50cm
e= Mu/Pu e= 6.95cm D/6= 50/6= 8.3cm $\therefore e \leq H/6$ se aplica el caso 1

Bmín=$\frac{230000}{1.02x210(50 - 2x6.95)}$ Bmín=29.7cm mientras b= 37cm B=42cm
2m+0.95d=D m=7.9cm

$t \geq m\sqrt{\frac{2.27\, fckB_m}{FyB}}$ $t \geq 7.9\sqrt{\frac{2.27x210x30cm}{2530x42}}$ t=2.89cm 1 1/8"

Pernos.- Para cuatro pernos

$Tu = \frac{n}{2}(\phi vRn - \phi v\frac{Vu}{n})$ $\phi vRn \geq \frac{2Tu + \phi vVu}{n}$ $\phi vRn \geq \frac{2x0 + 1.25x10900}{4}$

$\phi Rn = 3406kp$ LRFD para pernos de D=3/4" $\Rightarrow$ $\phi Rn = 18347kp \succ 3406kp$

Ejemplo 2.- Columna 14WF99 Pu =127000kp Mu=33000kp-m Vu=21000kp
1.2Cm +1.3Cv+(0.5CVt) Hormigón fck=210kp/cm^2
Dimensiones 14WF99 b=14.57" d=14.16" b= 37cm d=36cm
Para el caso 1.- g1=1.5D para D=3/4" g1=1.125 g1=1.25" D= d+4g1 = 36cm+12.7cm =48.7cm D=53cm
e= Mu/Pu e= 25.9cm D/6= 53/6= 8.8cm $\therefore e \geq H/6$ se aplica el caso 2
h= 53-7 =43

a=h-$\sqrt{h^2 - \frac{Pu(2h - D) + 2Mu}{1.02\, fckB}}$ a=44.5-$\sqrt{44.5^2 - \frac{127000(2x44.5 - 53) + 2x3300000}{1.02x210x42}}$

a=17.32cm Tu= 1.02fckxBxa-Pu Tu=1.02x210x42x17.32 -127000 Tu=20817kp

$\phi Rn \geq \frac{2x20817 + 1.25x21000}{4}$ $\phi Rn \geq 16971kp$ D=7/8" $\phi Rn = 18410kp$

Espesor placa: 2m+0.95x36=53 m=9.4cm

$t \geq m\sqrt{\frac{2.27\, fck}{Fy}}$ $t \geq 9.4\sqrt{\frac{2.27x210}{2530}}$ t=4.1cm 1 5/8

Tema Nº 10 FLEXION Y FUERZA AXIAL

10.1 Flexión y fuerza axial. Las columnas que forman parte de una estructura de acero casi siempre están sometidos a momentos flexionantes además de su carga axial de compresión.
Es casi imposible montar las columnas perfectamente centradas, pueden tener defectos iniciales, las vigas se montan generalmente mediante ángulos o ménsulas lateralmente, originando momentos flexionantes que deben ser tomados por la columna.
El viento y otras cargas laterales también ocasionan flexión en las columnas, lo mismo que los marcos rígidos o pórticos están sometidos a momentos, aún cuando las cargas sean solamente verticales. Los pórticos de puentes deben resistir esfuerzos combinados debido al viento, cargas verticales de transito, fuerza centrifuga debido al transito en los puentes en curva y por las fuerzas de frenado.

Los momentos flexionantes en los miembros sujetos a tensión no son tan peligrosos como en los miembros sujetos a compresión. La tracción tiende a disminuir las deflexiones laterales, mientras que la compresión los incrementa. El incremento de deformación se traduce en incremento de momento que a su vez ocasiona un nuevo incremento de deformación.

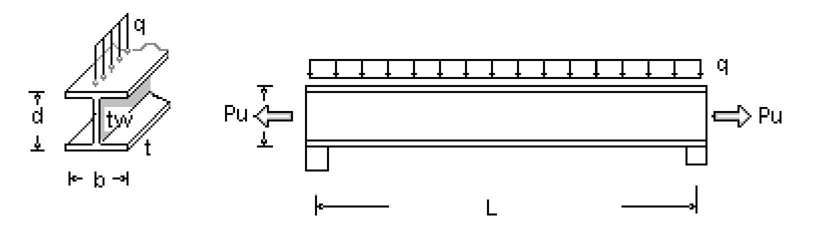
10.2 Mi**embros sujetos a flexión y tracción axial.** Las fórmulas de interacción propuestas por las especificaciones AISC - LRFD son las siguientes:

Si $\frac{Pu}{\phi t Pn} \geq 0.20$ $$\frac{Pu}{\phi t Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi_b Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b Mny}\right) \leq 1.0$$

Si $\frac{Pu}{\phi t Pn} \leq 0.20$ $$\frac{Pu}{2\phi t Pn} + \left(\frac{Mux}{\phi_b Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b Mny}\right) \leq 1.0$$

P_u y M_u son las resistencias requeridas por tensión y por flexión
P_n y M_n son las resistencias nominales por tensión y por flexión
ϕ □□y ϕ_b factores de resistencia para tracción y flexión = 0.90

Ejemplo 10.1



Flexión y tracción combinadas Fig.: 10.1

Un perfil **12WF26** A = 7.65 pul2 Z_x = 37.20pul3 Z_y = 8.17pul3 d = 12.22” b = 6.49”
A = 49cm2 Z_x = 610cm3 Z_y = 134 cm3 t = 0.38” t_w = 0.23”
W_x = 33.40 pul3 W_y = 5.34 pul3
P_u = 27tn M_{ux} = 346 t-cm L_c = 6.9´ = 2.10m
L_u = 9.4´ = 2.86cm
L_b = 3.60m
L = 3.60m A = 49.36cm2 d = 31cm b = 16.58cm t = 0.96cm tw = 0.58cm rx = 13.13cm ry = 3.83cm

Es satisfactorio el perfil si $L_b < L_u$?

ϕ Pn = ϕ □Fy A = 0.90(2530kp/cm2)(49cm2) = 111573kp

$\frac{Pu}{\phi tPn} = \frac{27000}{111571}$ = 0.24 $\qquad \frac{Pu}{\phi tPn} + \frac{8}{9}(\frac{Mux}{\phi_b Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b Mny}) \leq 1.0$ $\qquad \phi$ Mnx. = 0.90* 2530**610

ϕ Mnx =1389970 kp-cm

27000/111573 + 8/9(346000/11389970+ 0.00) = 0.25+ 0.19 = 0.44 $\Rightarrow$ 0.44 < 1.00 OK

Ejemplo No 2

Si la carga fuera lateral y el momento Muy = 346000 kp-cm
ϕ Mny = ϕ b * Fy * Zy = 0.90* 2530*134 = 305600 Kp-cm
$\frac{Pu}{\phi tPn} + \frac{8}{9}(\frac{Mux}{\phi_b Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b Mny}) \leq 1.0$ $\qquad$ 0.24 + 8/9(0.00 + 346000/305600) = 0.24 + 1.01
1.25 > 1.00 No es satisfactorio el perfil

Ejemplo No 3

Tubo de D1 = 4” espesor de t = ¼” $\therefore$ De = 4.5”, A36

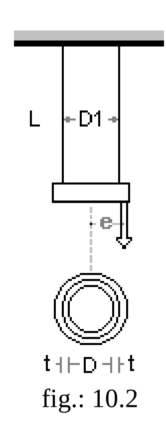


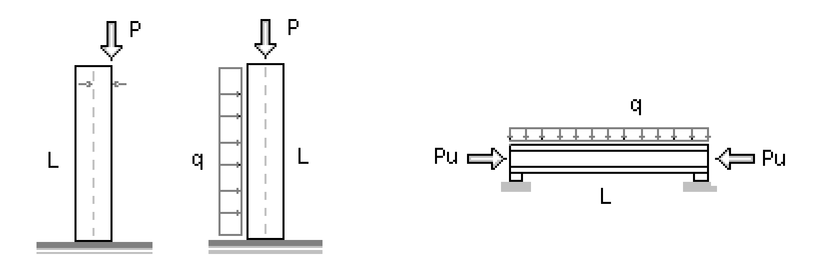
fig.: 10.2

Carga: Pu = 20.000 Kps. Determinar la máxima excentricidad aceptable. e = ?

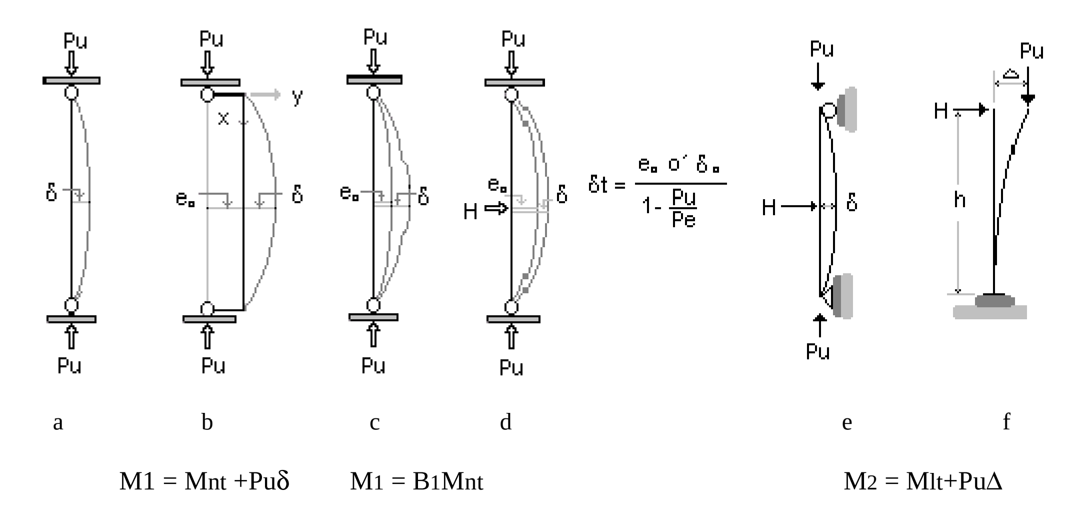
A = 3.33 pulg2 A = 21.48 cm2 Baricentro del área media $x^o = 2/3\pi\,[(D1^3 – D^3)/(D1^2 – D^2)$
x^o = 1.354 cm Módulo plástico Zx = A/2(2 * x^o)
Zx = 21.48cm^2 / 2 (1.354cm x 2) Zx = 29cm^3
ϕ Pn = ϕ □Fy A = 0.90(2530kp/cm2)(21.48cm2) = 48910 kps.
$\frac{Pu}{\phi tPn}$ = 20000/ 48910 = 0.41 $\qquad \frac{Pu}{\phi tPn} + \frac{8}{9}(\frac{Mux}{\phi bMnx} + \frac{Muy}{\phi bMny}) \leq 1.0$ $\qquad \phi$ Mnx. = 0.90* 2530*29
ϕ Mnx = 66.033 kp-cm Mux = Pu*e $\Rightarrow$ 0.41 + 8/9 [(20000kps. x **e**) / 66033)]e = 2.19 cm

10.3 Flexión y Compresión combinada

Este capítulo se refiere a la compresión axial y a la flexión alrededor de uno o de ambos ejes principales.



Flexión y compresión combinadas



a b c d e f

M1 = Mnt +Puδ M1 = B1Mnt M2 = Mlt+PuΔ

Fig.: 10.3

10.4 Formulas de interacción

Si $\frac{Pu}{\phi_c Pn} \geq 0.20$ $\frac{Pu}{\phi_c Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\phi_b Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b Mny}\right) \leq 1.0$

Si $\frac{Pu}{\phi_c Pn} \leq 0.20$ $\frac{Pu}{2\phi_c Pn} + \left(\frac{Mux}{\phi_b Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b Mny}\right) \leq 1.0$

P_u y M_u son las resistencias requeridas por tensión y por flexión
P_n y M_n son las resistencias nominales por tensión y por flexión
ϕ y ϕ_b son los factores de resistencia para tracción y flexión = 0.90
ϕ_c Factor de reducción de resistencia para compresión = 0.85

10.5 Momentos de primer y segundo orden.

Cuando un miembro estructural está sometido a momentos y a carga axial de compresión, aparecerán en él momentos flexionantes y deflexiones laterales adicionales a los iniciales.

Momentos de primer orden.

Cuando se analiza un marco con alguno de los métodos elásticos conocidos, los resultados se denominan fuerzas y momentos primarios ó de primer orden.

Momentos de segundo orden.

Son los que aparecen debido a la deflexión de las columnas M” = P δ

Factores de ampliación.- Con B_1 se estima el valor de Pu δ y con B_2 el efecto PuΔ en marcos sin soporte lateral

Factores de amplificación

$B_1 = \dfrac{Cm}{1 - Pu/Pe} \geq 1$ $B_2 = \dfrac{1}{1 - \sum Pu / \sum Pe}$ ó $B_2 = \dfrac{1}{\sum Pu(\Delta_{oh} / \sum HL)}$

$\sum Pu$ sumatoria de las cargas axiales mayoras de todas las columnas de un piso.

Δ_{oh} Deflexión o traslación del piso en consideración.

$\sum H$ Suma de todas las fuerzas horizontales que producen Δoh en KN o Kp.

L Altura del piso

$\sum Pe$ Sumatoria de las Pe (carga de Euler) de todas las columnas de un piso, según el eje en que se considera el pandeo.

La relación Δoh / L, es el índice de deriva o ladeo del piso.

Para columnas con flexión biaxial en marcos no arriostrados en ambas direcciones, se necesitan dos valores de B_l (B_{lx} y B_{ly}) para cada columna y dos valores de B_2 para cada piso, uno par cada dirección principal

Indice de ladeo. La deflexión horizontal de un edificio de varios niveles debido al viento o sismo se llama ladeo. Δ / h donde Δ es la deflexión lateral y h la altura o distancia al nivel inferior. El bienestar de los ocupantes depende de la rigidez de la estructura. En un edificio este índice se limita bajo cargas de trabajo a un valor de 0.0015 y 0.003 y bajo carga última a 0.004

Factores de reducción Cm

Si una columna está sujeta a momentos en sus extremos que la flexionan en curvatura simple, la situación en cuanto al punto de vista de flexión lateral es peor que si la columna se flexione en curvatura doble bajo los mismos momentos, Cm es el valor que toma en cuenta esta situación.

$$Cm = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

Donde M_1/M_2 es la relación del momento menor al momento mayor en los extremos de la porción del miembro no arriostrado en el plano de flexión. Si las rotaciones debida a los momentos en los extremos M_1 y M_2 están en dirección opuesta, M_l/M_2 es negativa, de otra manera M_l/M_2 es positiva.

En vigas columnas, sometidas a cargas entre los apoyos, si los extremos están restringidos a la rotación, Cm = 85 y si los extremos no están restringida la rotación Cm = 1

Ejemplo 2

El mismo perfil anterior pero para carga de compresión y carga repartida y L = 3.6m P = 12tn.

q_x = 500kp/m q_y = 100kg/m M_x = 81000kp-cm

P_u = 1.4x1200 = 16800kp

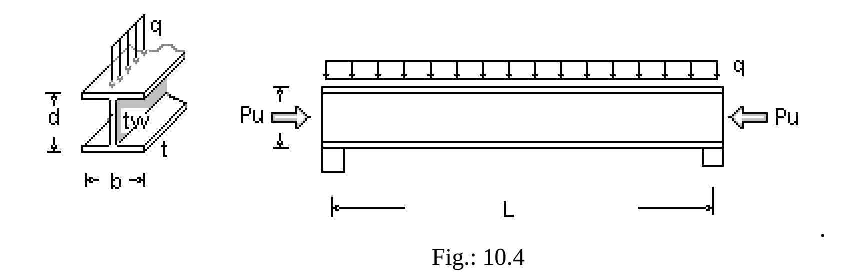


Fig.: 10.4

Perfil 12Wf36
L = 3.60m A = 49.36cm2 d = 31cm b = 16.58cm t = 0.96cm tw = 0.58cm rx = 13.13cm ry = 3.83cm

Ix = 8491cm4 Wx = 547cm3 Zy = 609 cm3 Iy = 720cm4 Wy = 88cm3 Zy = 134 cm3
$M_u = B_1M_{nt} + M_{lt}$ $M_1 = M_{nt} + P_u\delta$. Para estimar la suma de estos valores las especificaciones LRFD proponen un factor $B_1 \geq 1$ de amplificación es decir.
El momento $M_2 = M_{lt} + P_u\delta$ el marco está arriostrado Mlt = 0 Mu = B1 Mnt Mu = B1*81100kp-cm

$B1 = \dfrac{Cm}{1-\dfrac{Pu}{Pcr}}$ $Cm \geq 1$ Cm = 1 extremos no restringidos a la rotación

Esbeltez λx = 28.20 Pcrx = Pex = 1284ton Fcrx = Fex = 26036 Kp/cm2

λy = 97.00 Pcry = Pey 108895Kp Fcrx = Fey = 2206 Kp/cm2

B1 = 1/[1-18400/128400] = 1.015 Mux = 1.015 x 1.40 x 81000 = 115101 kp/cm2

Si $\dfrac{Pu}{\phi Pn} \geq 0.20$ $\dfrac{Pu}{\phi Pn} + \dfrac{8}{9}(\dfrac{Mux}{\phi bMnx} + \dfrac{Muy}{\phi bMny}) \leq 1.0$

Si $\dfrac{Pu}{\phi Pn} \leq 0.20$ 16800/ 102226 = 0.164 $\dfrac{Pu}{2\phi Pn} + (\dfrac{Mux}{\phi bMnx} + \dfrac{Muy}{\phi bMny}) \leq 1.0$

$C_b = 1.75 + 1.05M1/M2 + 0.30(M1/M2)^2 \leq 2.30$ $Cm = 1.75 + 1.05(-1) + 0.3(-1)^2 = 1$
$L_p = 300ry/\sqrt{Fy}$ $L_p = 300 * 3.83cm/\sqrt{36Ksi} = 192ccm$
$X_1 = 1774$ X2 = 0.13 $J = \sum bt^3 = 11.62cm4$ para secciones de perfiles de alas anchas
$C_w = [(Iy/4)(d-t)]^2 = 162462$ cm2 $L_r = 391”$ $L_r = 993cm$
$\phi_b M_r = \phi_b (Fy–Fr)W_x$ $M_r = 0.90*33.38\ pul^3$ (36 Ksi -16.50Ksi) = 0.90*547cm3(2530–1155) = 676912 Kp-cm

Ejemplo 3 Columna con Pu = 300000Kp Mx = 22000Kp-m My = 0, flexión por curvatura sencilla , es decir momentos iguales y opuestos., no hay cargas transversales a lo largo del miembro. Altura 4.50m, marco arriostrado K =1

.14WF109 Wx = 173 pul3 Wy = Mu = B2 Mnt *B2Mlt Marco arriostrado Mlt = 0, $B1 = \dfrac{1}{1-\dfrac{Pu}{Pcr}} \geq 1$

Cm = 0.60 – 0.40(M1/M2) M1 = M2 = 22000Kp Momentos en los extremos con curvaturas opuestas

$\dfrac{M1}{M2} = -\dfrac{22000}{22000} = -1$ Cm = 0.60 - 0.40(-1) Cm = 1 $Pcr = \dfrac{\pi^2 EIx}{(KL)^2} = \dfrac{\pi^2\, 210000x1240x2.54^4}{450^2} = 5277t$

10.6 FLEXIÓN BIAXIAL.

La flexión biaxial ocurre cuando la viga esta sometida a cargas que producen solicitaciones de flexión en ambos ejes, si la carga además pasa por el centro de corte, no habran solicitaciones de torsión

$$\frac{Pu}{2\phi Pn} + \left(\frac{Mux}{\phi_b Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b Mny}\right) \leq 1.0 .$$

En ausencia de carga normal $\frac{Mux}{\phi_b Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b Mny} \leq 1.0$

Ejemplo 1.- Una viga esta sometida a un Mux = 22000Kp-m y un Muy = 5000Kp-m, el peso propio esta incluido y se supone que las cargas pasan por el centroide de la sección. Seleccionar un perfil WF.

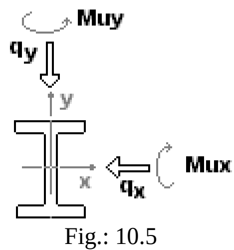


Fig.: 10.5

Ensayamos el 24WF68

d = 23.73” b = 8.965” t = 0.585” tw = 0.415” A = 20.1pul^2 Ix = 1830pul^4 Wx = 154pul^3 rx = 9.55”
Iy = 70.7pul^4 Wy = 15.7pul^3 ry = 1.87” Zx = 177pul^3 Zy = 24.5pul^3
ϕ_bMnx = 0.90FyZx ϕ_bMnx = 0.90x177x36/12” = 478000lb-pie ϕ_bMnx = 66225Kp-m
ϕ_bMny = 0.90x24.5x36/12” ϕ_bMny = 66150lb-pie ϕ_bMny = 9164Kp-m

$$\frac{Mux}{\phi_b Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b Mny} \leq 1.0 \qquad \frac{22000}{66225} + \frac{5000}{9164} = 0.88 < 1.0 \text{ OK}$$

Ejemplo 3.-
Perfil laminado 21WF68

d = 21.13” b = 8.27” t = 0.685” tw = 0.43” A = 20pul^2 Ix = 1480pul^4 Wx = 140pul^3 rx = 8.64”
Iy = 64.7pul^4 Wy = 15.7pul^3 ry = 1.8” Zx = 160pul^3 Zy = 24.4pul^3

Mux = 28000Kp-m y Muy = 35000Kp-m A36. Es satisfactorio el perfil si el soporte lateral se proporciona solo en los apoyos.
Datos del manual: 21WF68 Lp = 7.5’ Lr = 22.8’ ϕ_bMp = 65836 Kp-m ϕ_b Mr = 37822Kp-m
La longitud no soportada es: L_b = 12’ ∴ Lp < Lb < Lr

$$\phi_b Mnx = \phi_b C_b \left[M_p - (M_p - M_r)\left[\frac{L_b - L_P}{L_r - L_p}\right]\right] \qquad \phi_b Mnx = C_b \left[\phi_b M_p - (\phi_b M_p - \phi_b M_r)\left[\frac{L_b - L_P}{L_r - L_p}\right]\right] \leq \phi_b Mp$$

El momento uniforme Cb = 1

ooooooooooooooooo

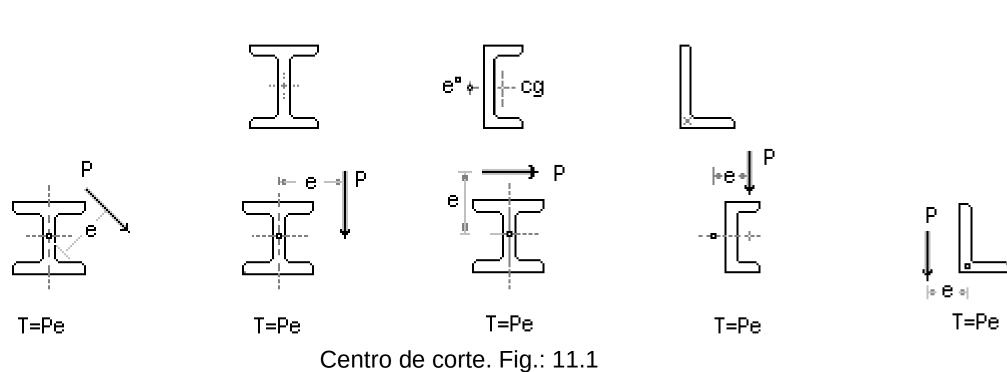
Tema No 11

TORSION

11.01 La torsión o retorcimiento de secciones transversales, resulta de la flexión de miembros asimétricos. En miembros simétricos, la torsión ocurrirá cuando la línea de acción de una carga lateral no pasa a través del centro de fuerzas cortantes.

11.02 Centro de fuerzas cortantes o centro de torsión. El centro de esfuerzo cortante se define como el punto de la sección transversal de una viga por donde debe pasar la resultante de las cargas transversales en la sección a fin de que los esfuerzos en la viga, pueda calcularse con la flexión pura y el esfuerzo de cortante.

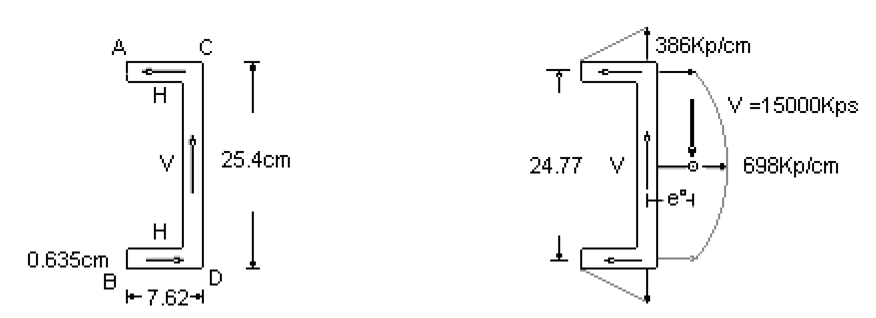
Flujo de fuerzas cortantes. $q_v = \frac{VS}{I}$



Centro de corte. Fig.: 11.1

Perfil 3”x10” Vn = 15000Kp

Determinar el centro de esfuerzos cortantes o centro de torsión
Suponemos que el flujo de esfuerzo cortante sigue el eje medio del perfil a través de todos los angulos del mismo, variación lineal para los elementos horizontales y variación parabólica para los verticales.
Otra hipótesis sería considerar que el flujo es continua en el eje vertical y horizontal.



Flujo de corte. Fig 11.2

Cortante $fv = \frac{VS}{Ib}$ Flujo de corte $q_v = \frac{VS}{I}$

Ix = $\frac{0.635x25.4^3}{12} + \left[\frac{6.98x0.635^3}{12} + 6.98x0.635x12.38\right]$ Ix = 2225cm^4

Flujo de corte para los puntos C y D $q_{vA} = \frac{15000(7.30x0.635x12.38)}{2225}$

q_{vA} = 386Kps/cm

A nivel de eje neutro $q_{vn} = \frac{15000(7.30x0.635x12.38 + 12.065x0.635x12.065/2)}{2225}$

q_{vA} = 698 Kps/cm

H = 386 Kp/cm x 7.30 cm x1/2 H = 1409 Kps
Vxe° = Hxh 15000Kps x e° = 1409Kps x 24.77cm e° = 2.33cm a partir del eje de l alma del canal.

El centro de fuerzas cortantes de una sección transversal se puede localizar mediante el equilibrio de los esfuerzos cortantes de torsión interna con las fuerzas de torsión externas.
Las secciones abiertas como los perfiles de alas anchas y los canales, son ineficientes en su resistencia a torsión.
Las secciones cerradas proporcionan resistencias considerablemente mayor a la torsión que las secciones abiertas.

12.03 **Dimensionamiento.** Las expresiones que se anotan a continuación limitan los esfuerzos totales normales y de corte que se presentan en cualquier punto. Estos esfuerzos pueden ser el resultado de torsión sola o de torsión combinada con otros efectos.

Cálculo límite de fluencia bajo esfuerzo normal de tracción o compresión axial.

$f_{vn} \leq \phi \, Fy$ donde ϕ = 0.90 $f_{un} = \dfrac{Pu}{A} \pm \dfrac{Mux}{Wx} \pm \dfrac{Muy}{Wy} \pm f_{nT}$

Para el estado límite de fluencia bajo el estado de corte

$f_{uv} \leq 0.60 \phi \, Fy$ donde ϕ = 0.90 $f_{uv} = \dfrac{Vn}{Aw} \pm f_{uST} \pm f_{uwT}$

Para el estado límite de pandeo

$f_{un} \leq \phi_c \, Fcr$ $f_{uv} \leq \phi_c \, Fcr$ donde ϕ_c = 0.85
f_{un} = Esfuerzo total axial o normal bajo cargas mayoradas
f_{uv} = Esfuerzo total cortante bajo cargas mayoradas

f_{nT} = Esfuerzo normal debido a al torsión
f_{uST} = Esfuerzo cortante debido a al torsión San Venant
f_{uwT} = Esfuerzo cortante debido a al torsión de alabeo

P_u = Fuerza resistente axial requerida a tracción o compresión
M_{ux} = Resistencia requerida a la flexión, para la flexión en el eje x

M_{uy} = Resistencia requerida a la flexión, para la flexión en el eje y

V_u = Fuerza resistente requerida al corte
A = Area de la sección transversal
A_w = Area del alma
W_x = Módulo de la sección elástica para la flexión en el eje x
W_y = Módulo de la sección elástica para la flexión en el eje y

11.04 Torsión San Venant

Al aplicar un momento torsional a un tubo o a una sección circular, cada sección transversal rota en su propio plano sin alabearse. La resistencia a la torsión la proporcionan los esfuerzos cortantes en el plano de la sección transversal. Esta clase de torsión pura se llama Torsión San Venant

Secciones	Esfuerzo cortante Fv	Constante de torsión J cm^4
D	$\frac{T \times r}{J}$	$\frac{\pi D^4}{32}$
Y X D	$\frac{T \times r}{J}$	$\frac{\pi (De^4 - D^4)}{32}$
t2 t1 h X b	$\frac{T}{2bht_1}$ $\frac{T}{2bht_2}$	$\frac{2t_1t_2b^2h^2}{bt_2+ht_1}$
b t b	$\frac{T}{2b^2t}$	bt^3
t < h h	$\frac{T \times t}{J}$	$\frac{ht^3}{3}$ Aprox.
	$\frac{T \times t_1}{J}$	$\frac{\sum h t^3}{3}$

Tabla: 11.1

11.05 Torsión de alabeo

Las secciones no circulares cuando son sometidas a un momento torsional, tienden a alabearse, es decir las secciones planares no permanecen planas.

La torsión de alabeo es la más significativa para las secciones abiertas. Para un diseño preliminar en el ejemplo que sigue, se puede reemplazar el momento torsional por un par de fuerzas equivalentes que actúan en las alas.

Deformación.

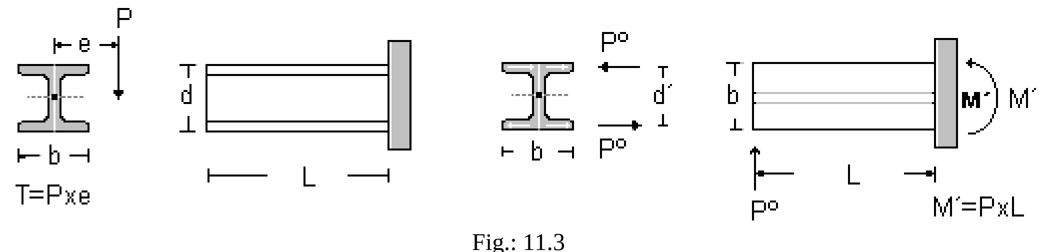


Fig.: 11.3

El ángulo de rotación, en radianes para cualquier tipo de sección transversal está determinada por la siguiente expresión:

$\theta = \frac{TL}{GJ}$ T = Momento de torsión kps-cm L = Distancia del apoyo cm G= Módulo de elasticidad

G = 840000kp/cm^2 J = Constante de torsión pulg.^{4}

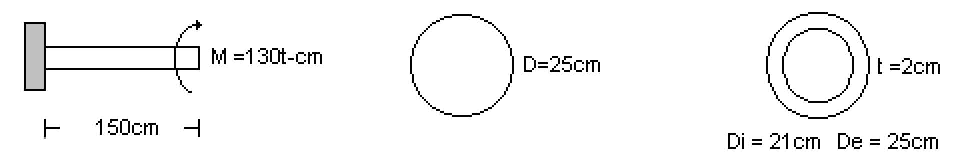


Fig.: 11.4



Fig.: 11.5

Ejemplo 1. Sección circular D = 25cm

$f$nvT= $\frac{Tr}{J}$ Donde J = p R^4 / 2 J = p$(12.50)^4$ / 2 J = 38350cm4

$f$nvT= $\frac{Tr}{J}$ = 183000kp-cm * 12.50cm / 338350cm4 = 60 kps/cm2

El ángulo de rotación se presenta en el extremo libre y vale:

θ = $\frac{TL}{GJ}$ = 183000kp-cm * 150cm / 840000kp/cm2 * 38350kg/cm4 = 0.00085 radianes

Problema 2 Sección transversal tubular

$f$nvT= $\frac{Tr}{J}$ Donde J = p (Re^4 .Ri^4) / 2 J = p($12.50^4 - 11.50^4$) / 2 J = 10876cm4

$f$nvT= $\frac{Tr}{J}$ = 183000kps-cm * 12.50cm / 10876cm4 = 210 kps/cm2

θ = $\frac{TL}{GJ}$ = 183000kps-cm * 150cm / 840000kps/cm2 * 10876kps/cm4 = 0.003radianes

Problema 3.- Sección transversal tubular cuadrada

fnvT = T / $2b^2$ t $f$nvT= 183000kp-cm /2* 23^2 * 1cm= 173kp/cm2 J = t b^3 J = 1*23^3 J = 12167cm4

θ= $\frac{TL}{GJ}$ = 183000kp-cm * 150cm / 840000kp/cm2 * 12167cm4 = 0.0027radianes

Sección transversal WF

En secciones abiertas los esfuerzos de torsión son:
Esfuerzos cortantes debido a la torsión San Venant
Esfuerzos cortantes debido a la torsión de alabeo
Esfuerzos normales debido a la torsión de alabeo

El esfuerzo cortante San Venant se puede determinar por:

$f$nvT = T t_1 / J t_1 es el espesor del elemento en cuestión J =Sb t^3 / 3 J = 1/3(2* 25*2^3 +21* 2^3) = 189 cm4

fnvT = 183000kps-cm*2cm/ 189cm4=1936 kps/cm2 $f$nvT = $\frac{Tr}{J}$ = 183000kp-cm*12.50cm /338350cm4 = 60 kps/cm2

El ángulo de rotación se presenta en el extremo libre y vale:

θ = $\frac{TL}{GJ}$ = 183000kps-cm * 150cm / 840000kps/cm2 * 189cm4 = 0.17 radianes

Torsión de alabeo:
FvwT = 1.5V / bt V = 183000 kps-cm/ 23cm = 7826 kps. FvwT = 1.5 *7825* / 25*2
FvwT = 235 kps/cm^2. El máximo esfuerzo normal es f = M/W

oooooooooo

Tema N° 12 ARMADURAS PARA CUBIERTAS

Resumen. En este capitulo se describen los tipos de armaduras que se utilizan en cubiertas, las cargas que la solicitan, la combinación de ellas, la determinación de los esfuerzos, el Dimensionamiento y detalles constructivos necesarios para una correcta ejecución .

12.1 Aspectos constructivos

Por lo general las armaduras pueden construirse de manera económica para salvar grandes luces.
Una armadura es un sistema estructural constituido con miembros lineales que forman patrones triangulares.
Se supone que los miembros son rectos unidas en puntos denominados nudos o articulaciones sin fricción, formando una configuración geométrica estable, la cual puede ser isostática o híperestática. Por este supuesto los miembros de las armaduras están solamente sometidos a carga axial. En realidad en la practica estas condiciones no pueden satisfacerse, por ejemplo las conexiones nunca están exentas de fricción por lo que pueden desarrollarse algún momento en los miembros adjuntos.

Armadura en un plano.- Si todos los miembros son coplanares.

Armadura espacial.- En tres dimensiones.

Tipos de unión.- Soldadura, pernos, chapa y roblones. La construcción soldada es la más económica.. En las armaduras para grandes luces, las uniones generalmente se la realizan con pernos de alta resistencia

Armaduras verticales.- Con frecuencia tenemos armaduras que actúan como vigas y pueden construirse horizontalmente como la armadura para techos y las armaduras para puentes.

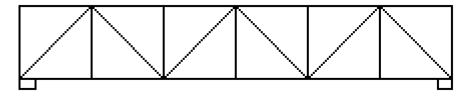
Armaduras horizontales.-También pueden construirse verticalmente como las torres de transmisión.

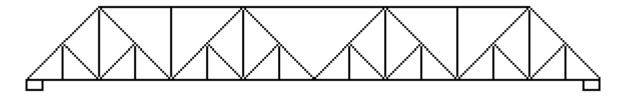
Armaduras para techos.- Se pueden clasificar en estructuras reticulares y estructura laminar, la conveniencia de escoger el material y el tipo de estructura debe considerar la fabricación, transporte, manipulación, ensamblaje y montaje.

Armaduras



Pratt diagonales traccionadas Cuerda superior recta hasta 40m Howe diagonales comprimidas

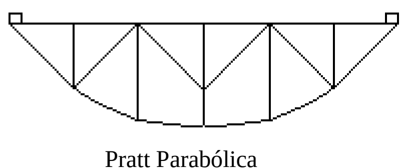




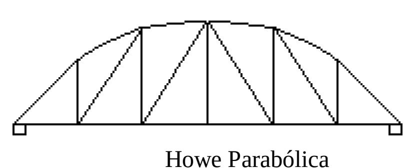


Warren de cuerdas paralelas Warren de cuerdas paraleles

Armadura con cuerda superior parabólica, económicas hasta 70 m



Pratt Parabólica



Howe Parabólica

Fig.: 12.1

12.2 **Material de cubierta.**- Placas de acero plegado o corrugado, tejas de fibrocemento, Láminas celulares de policarbonato, calaminas de fibra de vidrio. Si bien las estructuras laminares tienen la ventaja de una función inherente a la cobertura, la membrana delgada de un material denso tiene un aislamiento térmico y acústico inadecuado, por lo que se hace necesario un aislamiento en la parte superior para disminuir el movimiento debido a las variaciones térmicas y. La parte inferior de la cubierta puede requerir también ser tratado con un material de baja densidad fin de disminuir la reflexión del sonido.

Funciones y características técnicas:
Características a ser tomadas en cuenta:

- Durabilidad
- Adecuación a las condiciones climáticas
- Resistencia y estabilidad
- Aislamiento térmico - Deseable 21°C
- Deformaciones térmicas
- Aislamiento acústico – Deseable menor a 40 Db decibeles
- Protección contra el fuego
- Adaptabilidad y cambios
- Mantenimiento, demolición y reparación.
- Factores económicos

12.3 **Diseño.**- Deben dimensionarse para resistir las siguientes cargas:

- Peso propio
- Peso de la cubierta
- Peso de los largueros, vigas de techo o viguetas
- Cargas de viento
- Cargas de nieve
- Cielo raso suspendido
- Grúas y otros equipos
- Carga de montaje y mantenimiento

.
Todas las cargas aplicadas deben distribuirse en la armadura de tal manera que las cargas actúen en las uniones
Cargas combinadas.
Las cargas pueden actuar simultáneamente. Por tanto los máximos esfuerzos o deformaciones pueden resultar de alguna combinación de las cargas.
Los códigos de construcción especifican diversas combinaciones que deben investigarse, dependiendo del método de diseño que se utilice

12.4 Cargas y combinación

CM Carga muerta [peso de la estructura, muros y divisiones]
CV Carga viva de piso [peso de las personas, muebles, equipos y divisiones móviles]
Cvt Carga viva de techo
CS Carga sísmica
CLI Carga del agua o hielo.
CN Carga de nieve
Cvi Carga de viento
CR Carga de restricción
CA Carga proveniente de grúas otros sistemas de manejo de materiales.

Combinaciones de cargas, DEA

1. CM
2. CM +CV+ 0.50(Cvt ó CN ó CLl)
3. 0.75[CM+CV+ (Cvt ó CN ó CLl) + CR]
4. CM +CA

5. 0.75[CM + (Cvi ó CS)]
6. 0.75[CM + (Cvi ó CS) + CLl]
7. CM + CA + (CN ó 0.50Cvi ó CS)
8. 0.75[CM+CV+ (Cvt ó CN ó CLl) + (Cvi ó CS)]
9. 0.75(CM+CV+ Cvi+0.50CN)
10 0.75(CM+CV+ 0.50Cvi ó CN)
11 0.66[CM+CV+ (Cvt ó CN ó CLl) + (Cvi ó CS)+CR]

Combinaciónes de cargas, DFCR - LRFD
1. 1.40CM
2. 1.20CM + 1.60CV + 0.50[CVt, CN o CLI]
3. 1.20CM + 1.60[Cvt, CN ó CLI] + [0.50CV ó 0.80Cvi]
4. 1.20CM + 1.30Cvi +0.50CV + 0.50[Cvt, CN ó CLl]
5. 1.20CM ± 1.0CS +[0.50CV, ó 0.20CN]
6. 0.90CM ± [1.30Cvi ó 1.0CS]

Partes de una armadura para cubierta

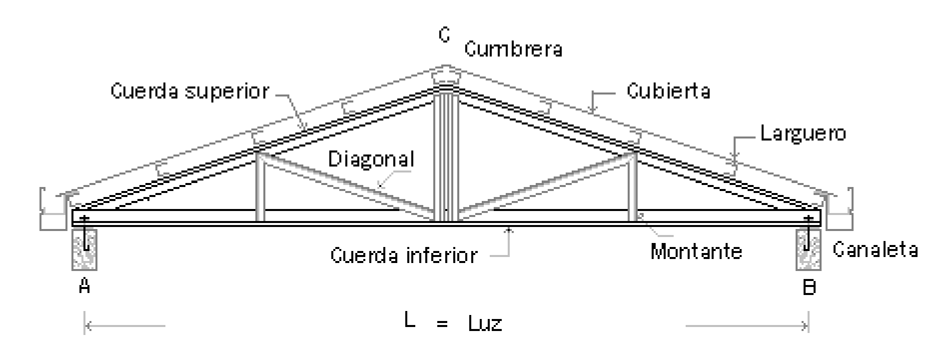


Fig.: 12.2

Tabla 12.1 Material de cubierta

Material	Dimensión cm	%mín. Pend.	Solape mínimo	Solape lateral	Peso Kps/pz	Cant. Pz/m^2	Carga Kps/m^2
Cerámica e =1cm	15x18x50	25	8	3	3.00	22	80
Teja colonial normal Margla	18x21x50	25	8	3	3.20	18	80
Teja colonial especial Margla	15x18x50	25	8	3	3.00	22	80
Teja colonial normal Tiluchi							
Teja de cemento Concretec	42x33	30	8	3.50	4.50	10	45
Plana e =1.1cm	42X33	30	8	3.50	4.65	10	47
Teja color colonial	42x33	30	8	3.50	4.50	10	45
Teja color Romana							
Asbesto cemento e =0.52	108x244	27	14	5	27.20	0.44	12
Placa ondulada	103x244	27	14	5	26.50	0.44	12
Residencial	105x244	37	10	5	21.30	0.70	13
Teja Española e =6cm							
Calamina galvanizada	80x310	18	14	7	3 - 6	m_2	6-12
Calaminas de aluminio		18	14	7	2 - 3	m_2	2-6
Jatata, motacú		100	20	20	0.25	8	2

Tabla: 12.2 Designación Comercial según Normas

Brasil	Normas americanas			Alemanas
ABNT	Numero	USG t =mm	MSG	DIN
3.35	10	3.571	3.416	3.25
0.75	22	0.793	0.759	0.75
0.60	24	0.635	0.607	0.56
0.45	26	0.476	0.455	0.44
0.38	28	0.396	0.378	0.38
0.30	30	0.317	0.305	0.32

Reducción de Sobrecargas.12.3

Numero de pisos	Reducción en la suma de sobrecargas %
1,2,3	0
4	10
5	20
6 o más	30

Carga de Nieve. Dependerá de la pendiente de la cubierta, altitud y estado hidrométrico del lugar. Nieve seca recién caída ≈ 128Kpsm³. Nieve prensada o muy mojada ≈ 192Kp/m³.
Cubierta con i =25% a i =35% ⇒ 75 a 100Kps/m2 y pendientes > 35% ⇒ 50Kps/m².

Carga viva de techo. Se refiere a las cargas de montaje, mantenimiento y reparación.

Tabla 12.4

Inclinación techo	Material de cubierta Kps/m^2	
α°	Metálica	Otros
3° ≥ α ≥10°	30	45
10° < α < 15°	22	33
15° < α < 20°	15	23
20° < α < 30°	12	18
30° < α	10	15

Según CIRSOC

Cargas vivas mínimas sobre techos o azoteas en Kp/m^2, según Uniform Building Code UBC 1991

Tabla 12.5

Pendiente en techo	1.00m2-18.60m^2	18.70m^2– 55.70m^2	Más de 55.70m^2
< 1:3	96	77	57
1:3 < i <1:1	77	67	57
>1:1	57	57	57

Cargas de Nieve. Dependerá de la pendiente de la cubierta, altitud y estado hidrométrico del lugar. Nieve seca recién caída ≈ 128Kp/m³. Nieve prensada o muy mojada ≈ 192Kp/m³. Cubierta con pendientes comprendidas entre 25 y 35% de 75 a 100Kp/m^2 y Cubiertas con pendientes > 35% - 50Kp/m².

Presión del viento.

El análisis exacto de la presión del viento sobre una superficie vertical se complica por la naturaleza del viento que generalmente se presente en ráfagas. Si consideramos que la densidad del aire es de
∂ = 1,153 Kp/m3 al nivel del mar y a 15°C y g = 9.81m/seg2 ∂ =1,225 kp/m^3

q = $\frac{\partial V^2}{2g} = \frac{1.225 kp/m3 * V^2}{2*9.81 m/seg2} = \frac{V^2}{16}$ ⇒ V (m/seg) ó q = 0.00482v² ⇒ v [km./h} q[kp/m^2]

La presión del viento sobre superficie vertical depende del tamaño del área, a mayor área la intensidad media de la presión disminuye, los vientos altos vienen acompañados de una reducción de la presión barométrica, que a su vez reduce la densidad del aire.

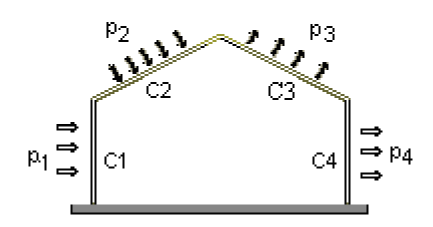
Presión externa.- El viento al incidir sobre una superficie, provoca presiones o succiones que dependen de los siguientes factores:

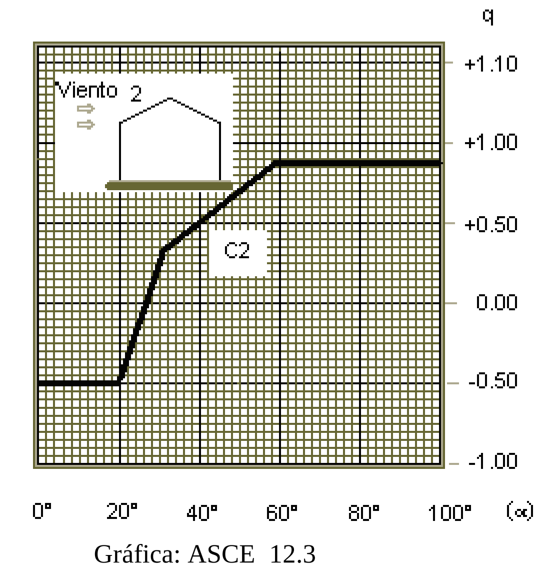
1. Forma y proporciones de la construcción
2. Localización de las aberturas (barlovento ó sotavento)
3. Salientes o puntos angulosos
4. Situación de edificios vecinos y obstáculos circundante.

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ASCE admiten la expresión siguiente:

$p = c_q * q$ $p = c_q * 0{,}00482V^2$ ⇒ v [km/h], q [Kp/m2] c_q = Factor de forma

GRAFICA ASCE. Para determinar los valores de C_2





Gráfica: ASCE 12.3

Newton $p_2 = q \, sen^2 \alpha$

Duchemin $p_2 = q\frac{2sen\alpha}{1+sen^2\alpha}$

Rayleigh $p_2 = q\frac{(4+\pi)sen\alpha}{4+\pi sen\alpha}$

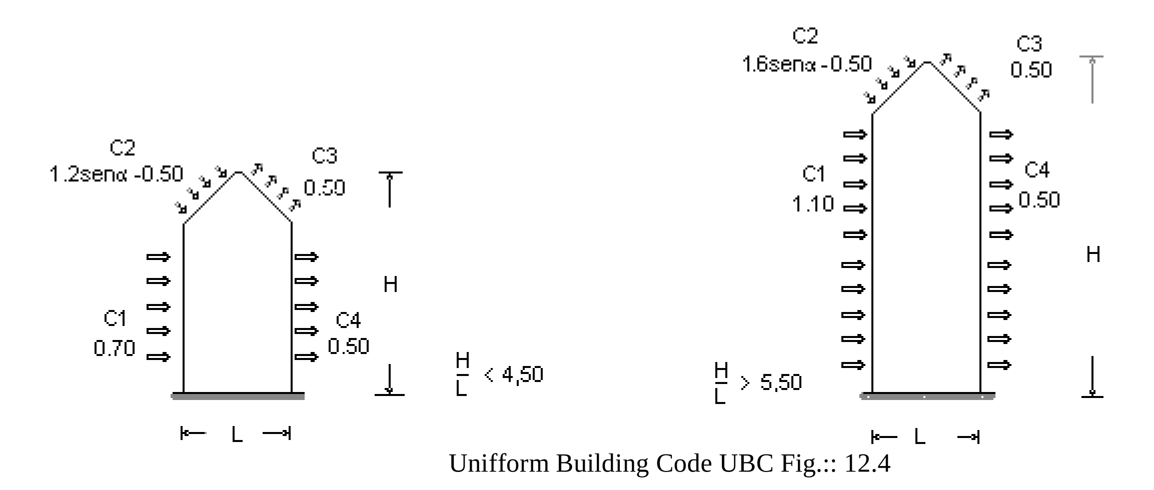
Jakkula $p_2 = qsen^2(\alpha + 20°)$

Lössel $p_2 = qsen\alpha$

DIN-1055 $p_2 = q(1{,}20sen\alpha - 0{,}40)$ Norma Alemana

NB-5 $p_2 = q(1{,}20sen\alpha - 0{,}50)$ Norma Brasilera

Sin embargo, estas fórmulas no toman en cuenta la perturbación producida por las paredes y aguas de los demás techos sobre la superficie plana en consideración.



Unifform Building Code UBC Fig.:: 12.4

12.5 Diseño por viento.- Todo edificio o estructura y toda porción de ellos se diseñará para resistir los efectos del viento. Se supondrá que el viento proviene de cualquier dirección horizontal, no se supondrá ninguna reducción de la presión del viento debido al efecto de protección de las estructuras adyacentes.

Velocidad básica del viento.- La velocidad básica se determina tomando en cuenta las características del terreno en registros de 50 años y para una altura estándar de 9.0m sobre el terreno.

Exposición.- Se asignará una posición para cada sitio donde se diseñará un edificio o estructura.

Exposición C. Significa ala exposición más severa, con terreno plano y por lo general, abierto, que se extiende 1609m ó más del sitio en cualquier cuadrante completo.

Exposición B. contiene terreno con edificios, bosques o irregularidades en la superficie de 6m o mas de altura y que abarcan, por lo menos, un 20% del área que se extiende a 1609m o mas del sitio.

Presiones de diseño del viento: $p = C_e C_q q I$

$p \Rightarrow$ Presión de diseño del viento

$C_e \Rightarrow$ Coeficiente combinado de factor de altura, exposición y ráfaga.

$C_q \Rightarrow$ Coeficiente de presión para la estructura o parte de ella.

$q \Rightarrow$ Presión estática del viento a la altura estándar de 9m

$I \Rightarrow$ Factor de importancia, según tabla 14.3

Marcos y sistemas fundamentales.- Los marcos o pórticos resistentes a cargas se diseñarán para resistir las presiones calculadas con la fórmula.

El momento de volteo en la base para toda la estructura, o para cualquiera de sus elementos, no debe exceder a dos tercios del momento resistente a carga muerta. Para una estructura completa con relación de altura a ancho de 0,50, ó menos, en la dirección del viento y una altura máxima de 18m, la combinación de los efectos de levantamiento y volteo se reduce en un tercio. El peso de tierra superpuesta sobre zapatas se utiliza para calcular el momento resistente a carga muerta.

Métodos de diseño de las fuerzas.- Se supondrá que las presiones del viento actúan, simultáneamente, normales a todas las superficies de exteriores.

Para calcular presiones sobre techos y muros de sotavento, se evaluará a la altura media.

Método del área proyectada.- Se utiliza para diseñar toda estructura con menos de 60m de altura , salvo aquellas con marcos rígidos a dos aguas. En este método se supone que las presiones horizontales actúan sobre el

área vertical total proyectada de la estructura y que las presiones verticales actúan simultáneamente sobre el área horizontal total proyectada.

Torres de estructura abierta. Las torres para antenas de radio, televisión y otras torres con construcción tipo armadura, se diseñaran y construirán de modo que soporten las presiones del viento especificadas y multiplicadas por los factores recomendados.

Factor de importancia. Se utilizará un factor de 1.15 para diseñar edificios con instalaciones esenciales, que deben ser seguros y utilizables en situaciones de urgencia después de una tormenta de viento, a fin de preservar la seguridad del público: Hospitales, Estaciones de bomberos y Policía y edificios donde el uso principal es la reunión de más de 300 personas, para todos los demás edificios se utilizará el factor de 1.00

Edificios estructurales a nivel abiertos. Una estructura de un edificio se considera abierto cuando el 15% o más del área del muro exterior en cualquier lado se encuentra abierta

Tabla 12.6

Presión estática del viento q_s a la altura de 9.00m						
Vel. básica km/h	100	120	140	160	180	200
Presión kp/m^2	48.20	69.40	94,47	123,39	130.14	192,80

Tabla 12.7

Coeficiente combinado de altura, exposición y factor de ráfaga C_e		
Altura sobre el nivel del suelo adyacente en (m)	Exposición C	Exposición B
0 - 6	1.20	0.70
6-12	1.30	0.80
12-18	1.50	1.00
18-30	1.60	1.10
30 -45	1.80	1.30
45-60	1.90	1.40
60-90	2.10	1.60
90-120	2.20	1.80

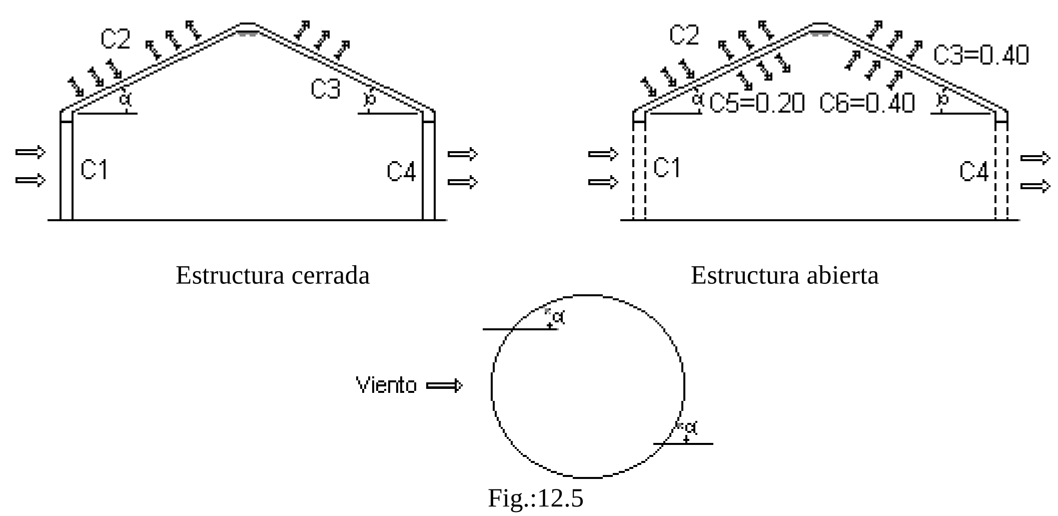
Tabla 12.8

Coeficiente de presión C_q		
Estructura o parte de ella	Descripción	Factor C_q
Marcos y sistemas principales	**Método 1 de la fuerza normal**	
	MUROS	0.80 hacia adentro
	Muro de barlovento	0.50 hacia afuera
	Muro de sotavento	
	TECHOS	
	Viento perpendicular al caballete	
	Techo de sotavento o techo plano	0.70 hacia afuera
	TECHO DE BARLOVENTO	
	Pendiente i < 2:12	0.70 hacia afuera
	Pendiente 2:12 < i < 9:12	0.90 hacia afuera o bien 0.30 hacia adentro
	Pendiente 9:12 < i < 12:12	0.40 hacia adentro
	Pendiente i > 12:12	0.70 hacia adentro
	Viento paralelo al caballete y techo planos	0.70 hacia afuera

	Método 2 de la fuerza proyectada SOBRE AREA VERTICAL PROYECTADA Estructuras de 12m o menor altura Estructuras de más de 12m de altura Sobre área horizontal proyectada	 1.30 en cualquier dirección 1.40 en cualquier dirección 0.70 hacia arriba
Elementos y componentes **[1]	ELEMENTOS DE MURO Todas las estructuras Estructuras encerradas Estructuras abiertas Parapetos ELEMENTOS DE TECHO Estructuras encerradas Pendiente i< 9:12 Pendiente 9:12 < i < 12:12 Pendiente i > 12:12 ESTRUCTURAS ABIERTAS Pendiente i< 9:12 Pendiente 9:12 < i < 12:12 Pendiente i > 12:12	 1.20 hacia adentro 1.10 hacia adentro 1.60 hacia afuera 1.30 hacia adentro o hacia afuera 1.10 hacia afuera 1.10 hacia afuera 0.80 hacia adentro 1.10 hacia afuera o hacia adentro 1.60 hacia afuera 1.60 hacia afuera 0.80 hacia adentro 1.60 hacia afuera 1.10 hacia adentro
Areas locales en discontinuidades.**[2] *Las presiones locales se aplicaran sobre una distancia desde la discontinuidad de 3m o bien 0.10veces el ancho mínimo de la estructura	Esquinas de muros Cobertizos o voladizos en aleros o inclinaciones Caballetes de techo en extremos de edificios o aleros y bordes de techo en esquina de edificio Aleros o inclinaciones sin voladizo desde las esquinas del edificio y caballetes desde los extremos del edificio CONEXIONES DE REVESTIMIENTO Sumese 0.50 C_q hacia afuera o hacia arriba para ubicación adecuada	2.0 hacia afuera 2.80 hacia arriba 3.00 hacia arriba 2.00 hacia arriba
Chimeneas, tanques y torres sólidas	Cuadrada y rectangular Hexagonal u octogonal Redondas o elíptica	1.40 en cualquier dirección 1.10 en cualquier dirección 0.80 en cualquier dirección
Torres con estructura abierta **[3,4]	CUADRADA o RECTANGULAR Diagonal Normal Triangular	 4.00 3.60 3.20
Accesorios de torres como escalera, ductos y elevadores	MIEMBROS CILINDRICOS 2” o menos de diámetro Mas de 2” de diámetro Miembros planos o rectangulares	 1.00 0.80 1.30
Anuncios, astas de banderas, postes de luz, estructuras menores **[4]		1.40

1. Para un nivel o el nivel superior de estructuras abiertas con varios niveles, se utilizara un factor C_q hacia afuera de 0.50. Para el diseño se utilizará la combinación más crítica.
2. Las presiones locales se aplicaran sobre una distancia de la discontinuidad de 3m, o bien 0.10 veces el ancho mínimo de la estructura, la que se a menor.
3. Las presiones del viento se aplicarán al área total proyectada normal de todos los elementos de una cara. Se supondrá que las fuerzas actúan paralelas a la dirección del viento.
4. Los factores para elementos cilíndricos, son dos tercios de aquellos para elementos planos o angulares.

Normas Españolas



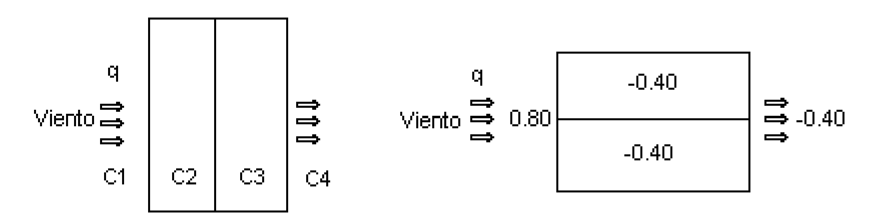
Estructura cerrada Estructura abierta

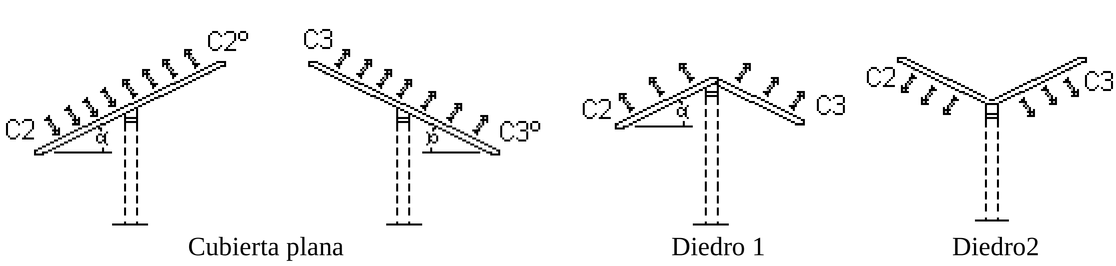
Fig.:12.5

Tabla 12.9 Coeficiente eólico

Situación	Superficie plana		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas lisa	
Angulo α	Barlovento C_2	Sotavento C_3	Barlovento C_2	Sotavento C_3	Barlovento C_2	Sotavento C_3
90°	+0.80	-0.40	+0.80	-0.40	+0.80	-0.40
80°	+0.80	-0.40	+0.80	-0.40	+0.80	-0.40
/0°	+0.80	-0.40	+0.80	-0.40	+0.40	-0.40
60°	+0.80	-0.40	+0.40	-0.40	+0.00	-0.40
50°	+0.60	-0.40	+0.00	-0.40	-0.40	-0.40
40°	+0.40	-0.40	- 0.40	-0.40	-0.80	-0.40
30°	+0.20	-0.40	-0.80	-0.40	-1.20	-0.40
20°	+0.00	-0.40	-0.80	-0.40	-1.60	-2.00
10°	-0.20	-0.40	-0.80	-0.40	-2.00	-2.00
0°	-0.40	-0.40	-0.40	-0.40	-2.00	-2.00

Barlovento : $C_2 = [1.20 \text{sen}\alpha - 0.40]$
Sotavento : $C_3 = - 0.40$
Presiones cuando el viento actúa en dirección paralela a la cubierta





Cubierta plana Diedro 1 Diedro2

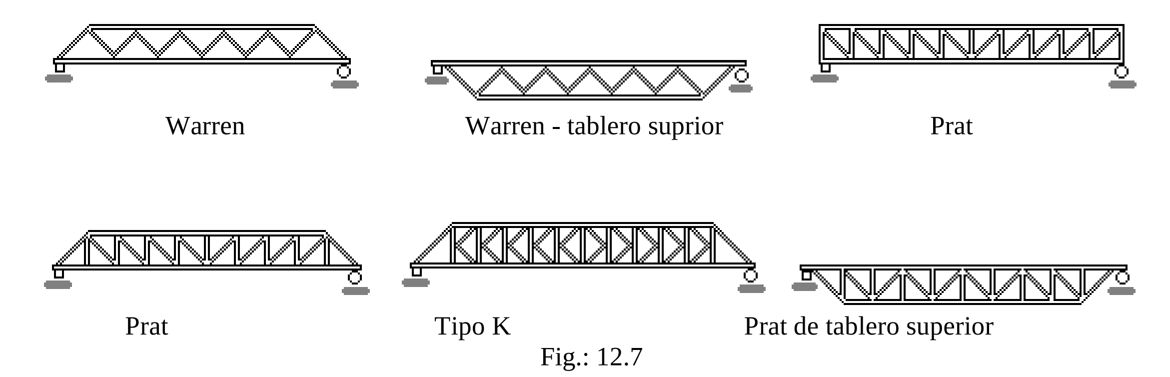
Fig.: 12.6

TABLA 12.10 Coeficientes eólicos en planos y diedros

Situación	Planos				Diedro 1		Diedro 2	
Angulo α	Barlovento		Sotavento		Barlovento	Sotavento	Barlovento	Sotavento
	C_2	C_2°	C_3	C_3°	C_2	C_3	C_3	C_3
90° a 60°	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0	0.80	0.40
50°	1.40	1.00	1.40	1.00	1.20	0	0.60	0.60
40°	1.60	0.80	1.60	0.80	1.20	0	0.40	0.80
30°	1.60	0.80	1.60	0.80	1.20	0	0.40	0.80
20°	1.20	0.40	1.20	0.40	1.00	0	0.20	0.80
10°	0.80	0	0.80	0	0.80	0	0.00	0.80
0°	0	0	0	0	0.00	0	0.60	0.00

12.6 Armaduras para puentes.- Se construyen por lo general en parejas, El tablero puede estar al nivel del cordón inferior, en este caso se denomina puente de tablero inferior. Si se encuentra por encima del cordón superior, se llama puente de tablero superior.
Carga muerta: Constituido por el piso, vigas, largueros y armaduras
Cargas vivas - Cargas de impacto - Cargas de viento

ARMADURAS



Warren Warren - tablero suprior Prat

Prat Tipo K Prat de tablero superior

Fig.: 12.7

Estructura de cubierta

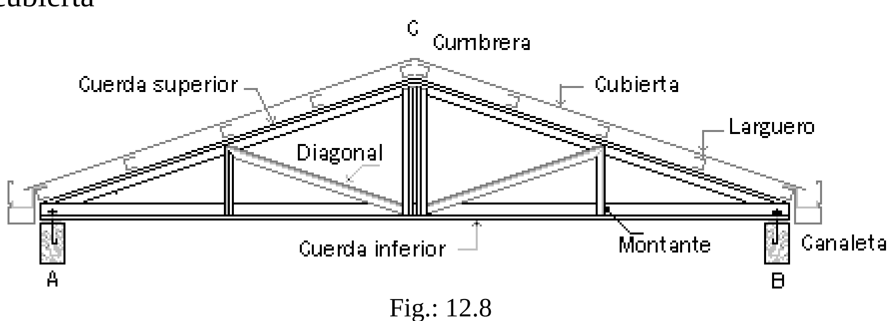


Fig.: 12.8

Estructura para cubierta L = 12m pendiente: 30% α = 11.31° H = 4.5m
La estructura estará apoyada sobre vigas de Ho Ao. Cubierta lateral: muro de ladrillo

Estimación de cargas:
Material de cubierta t = 0.45mm $g_1 = 0.00045m x 1.25 x 1.0m x 7850 kp/m^3 = 5.0$ Kp/m

Tomaremos 10kp/m^2 $g_1 = 10kp/m^2 x 1.04m = 10.4kp/m$
Largueros de borde rigidizados

4
1.5
14 t = 0.2cm
1.5
4

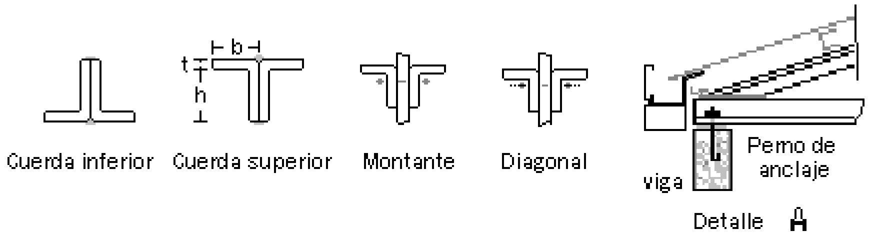
Fig. 12.9

Peso propio largueros $g_2 = 0.24m \times 0.002m \times 7850kp/m^3 = 3.8 = 14$ Kp/m
Peso propio armadura $g_3 = 60kp/m$

Peso propio CM $g = g_1+g_2+g_3$
Carga viva de techo: Cvt = 40kp/m^2 p_1= 40kp/m2x1m = 40kp/m
Carga del viento v = 140km/h $q = 0.00482v^2$ q = 94.50Kp/m2 Presión sobre superficie horizontal

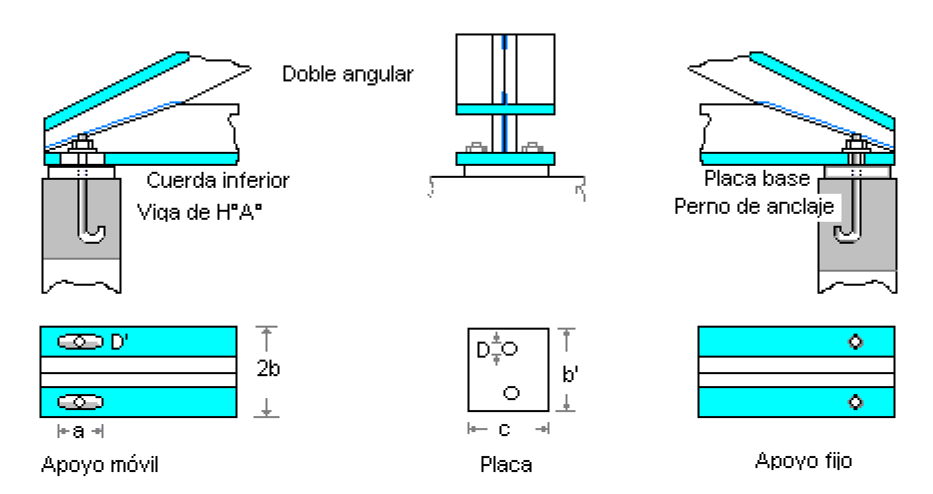
Pv1 = C1qx5m = 0.80x94.50x5m = 327.70 kp/m
Pv2 = (1.2senα – 0.4)94.5x5m = -22.60kp/m
Pv3 = - 0.40x94.5x5m = - 163.84 kg/m
Pv4 = - 0.5x81x5m = - 204.82kp/m

Armadura



Detalles constructivos Fig.: 12.10

Apoyos.- Estructura para cubierta de angular doble





Cercha de perfiles ligeros – Teja colonial
Tornillos autoroscantes

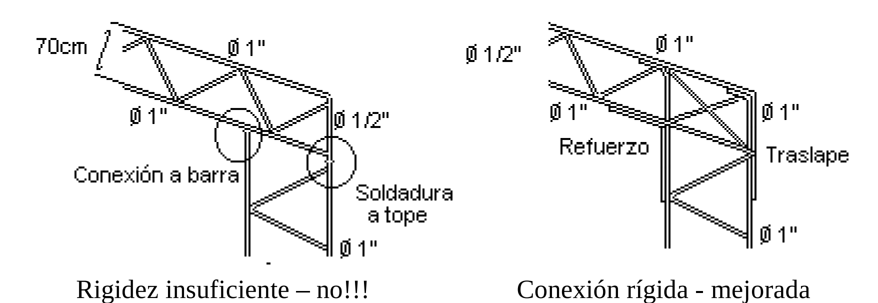


Estructura: Perfiles ligeros – Iglesia San Martín
Unión con soldadura





Falla en columnas.- Estructura de cubierta: L = 38m h = 0.70m Fe principal: 4 ϕ 1” Alma ϕ1/2”



Rigidez insuficiente – no!!! Conexión rígida - mejorada

Fig.: 12.11

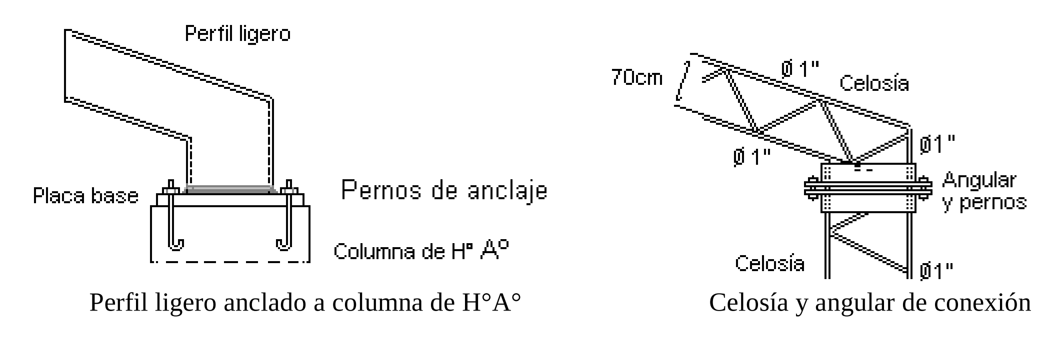
POSIBLES CAUSAS:

.

La unión no fue capaz de desarrollar el momento resistente necesario probablemente por:

- Rigidez insuficiente para resistir la flexión en el acodamiento.
- Falta de continuidad de la armadura principal de la viga y la columna.
- Celosía del alma vertical de ½”, unida a tope con armadura de columna de 1”.
- Se formaron articulaciones en los apoyos que provocaron una mayor deformación de la estructura.
- El hormigón de vigas y columnas es pobre.
- La bajante pluvial embebida en la columna de hormigón provocó la oxidación de la armadura

Otras soluciones:



Perfil ligero anclado a columna de H°A° Celosía y angular de conexión

Fig.: 12.12

EDIFICIO INDUSTRIAL

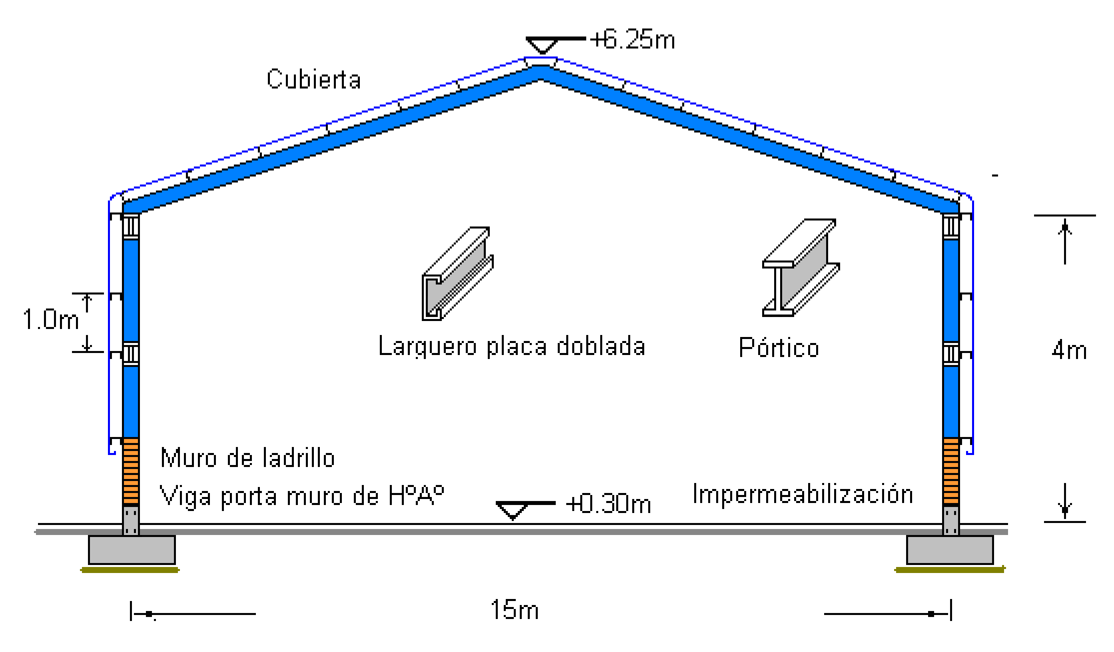


Fig.: 12.13

DATOS:

Estructura para pórticos. Perfil laminado WF, A36 L= 15m H= 4.0m Pendiente: i= 30% $\alpha = 16.7°$
Largueros: Placas dobladas en frío.
Cubierta. Placa corrugada Nº 26 t=0.468mm.
Elementos de fijación: tornillos autorroscantes
Estimación de carga:

VIENTO
Presión básica.- q= 0.00482v^2 kp/m^2 si v (km./h)

CARGA LINEAL SOBRE LARGUEROS

Barlovento: Cvi1= 0.80*69.4kp/m^2*1m Cvi1=55kp/m Presión
Barlovento: Cvi2 = (1.2 sen α -0.40)69.4kp/m^2 *1.30m Cvi2= -4.97kp/m Succión
Sotavento: Cvi3= -0.40*69.4*1.30m Cvi3 = -35Kp/m Succión
Sotavento: Cvi4 =-0.40*69.4*1.00m Cv4 = - 0 28kp/m Succión

CARGA MUERTA
Material de cubierta: Cm_1=10kpm^2*1.3m Cm1=13kp/m
Material de cubierta lateral Cm_2= 10kp/m^2*1m Cm2=10kp/m
MURO Carga por m^2
Ladrillos: g1=63pz/m^2)*2kp/pza. g1= 125kp/m^2
Mortero: g2=(0.00054m^3/m^2)2200kp/m^3*63pzas g2=77kp
Revoque. g3= (0.015m¨*1m^2*2200kp/m^3)2 g3=66kp/m^2

Ladrillo adobito Cm3 = 270kps/m^2*1m Cm3= 270kp/m

CARGA VIVA DE TECHO Cvt = 35kps/m^3*1.25m = 44kp/m

CARGA LINEAL SOBRE LARGUEROS:

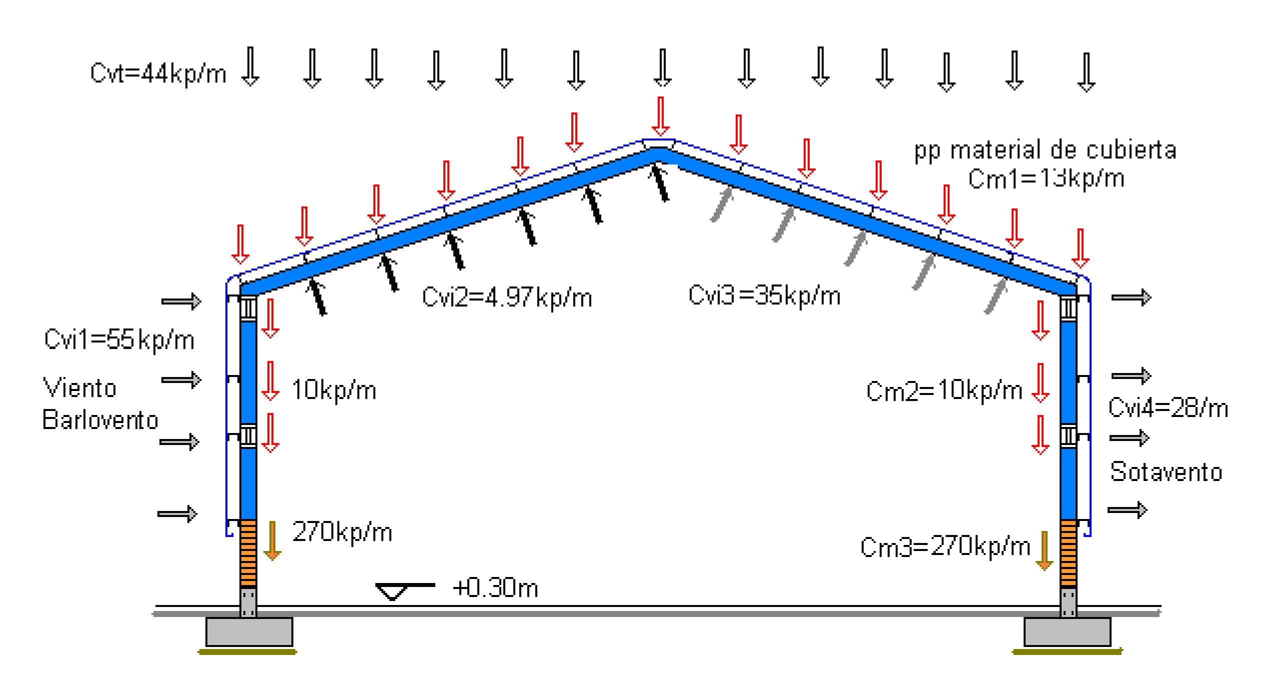


Fig.: 12.14

COMBINACIONES DE CARGAS: DFCR – LRFD	COMBINACIONES APLICADAS
1. 1.40CM	1. 1.40CM
2. 1.20CM + 1.60CV + 0.50[CVt, CN o CLI]	2. 1.20CM + 0.50CVt
3. 1.20CM + 1.60[Cvt, CN ó CLI] + [0.50CV ó 0.80Cvi]	3. 1.20CM + 1.60Cvt + 0.80Cvi
4. 1.20CM + 1.30Cvi +0.50CV +0.50[Cvt, CN ó CLl]	4. 1.20CM + 1.30Cvi +0.50Cvt
5. 1.20CM ± 1.0CS +[0.50CV, ó 0.20CN]	
6. 0.90CM ± [1.30Cvi ó 1.0CS]	

SUELO: Tensión admisible fs=1.2kp/cm^2

FUNDACIÖN: Central B=……….cm D=…………cm h=……….cm
Extremos B=……….cm D=…………cm h=……….cm

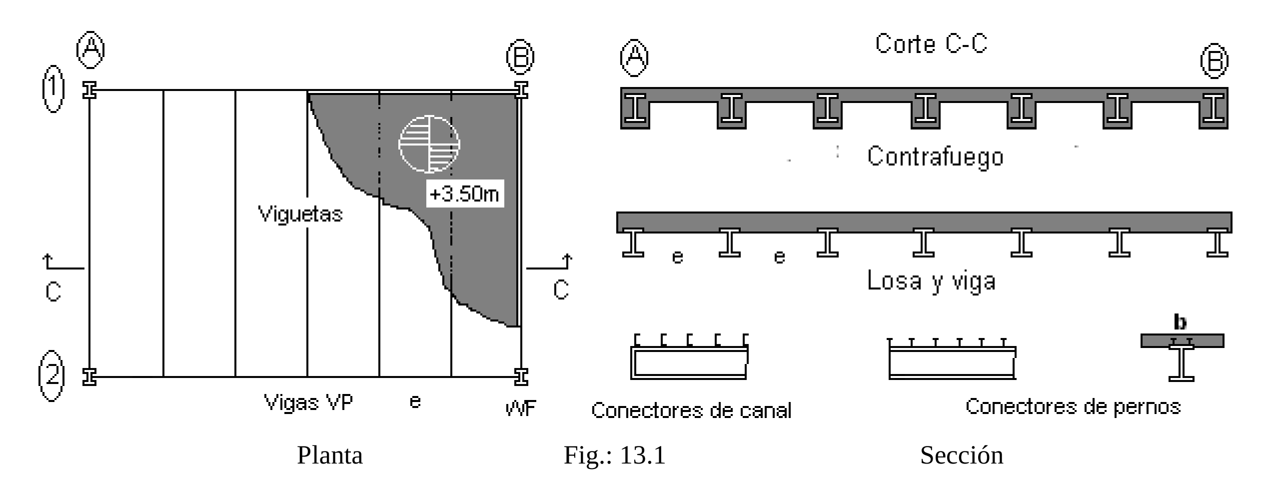
RESULTADOS:
Pórticos: Columnas: Perfil Laminado........WF.........Vigas: Perfil Laminado:........WF..........Largueros: Canal.............
Viga de Hº Aº: b=........cm h=.........cm Armadura = ...Pernos de anclaje: L=........cm D=........cm

ooooooooooooooooo

Tema Nº 13 Vigas Compuestas
Elementos em colaboración

13.1 Definición.- Se refiere a las vigas de acero que soportan una losa de hormigón. Entre la losa y la viga pueden o no existir vínculos para transferir los esfuerzos cortantes entre ambos.

Solución 1



Planta Fig.: 13.1 Sección

Vigas compuestas con protección contra el fuego.

La s primeras estructuras contra el fuego se resolvían de acuerdo al dibujo. Actualmente otros métodos con nuevos materiales ligeros de protección contra el fuego son usados.

13.2 Vigas con conectores.- Se procura dejar embebida el ala superior dentro del hormigón de la losa para darle sustento lateral al ala comprimida y confiar a los conectores metálicos la transferencia del corte.

13.3 Diseño Elástico – DEA

Para considerar una distribución lineal de tensiones, es necesario partir de una sección homogénea, ∴ $\varepsilon c = \varepsilon s$

$$\frac{fc}{Ec} = \frac{fs}{Es} \quad \therefore \quad fs = \frac{Es}{Ec} fc \qquad fs = nfc$$

Donde: Ec = Modulo elástico del concreto
Es = Modulo elástico del acero
$\frac{Es}{Ec} = n$ Relación modular Para deformaciones diferidas $\frac{Es}{Ec} = 2n$

fck Tensión característica del hormigón a los 28 días.

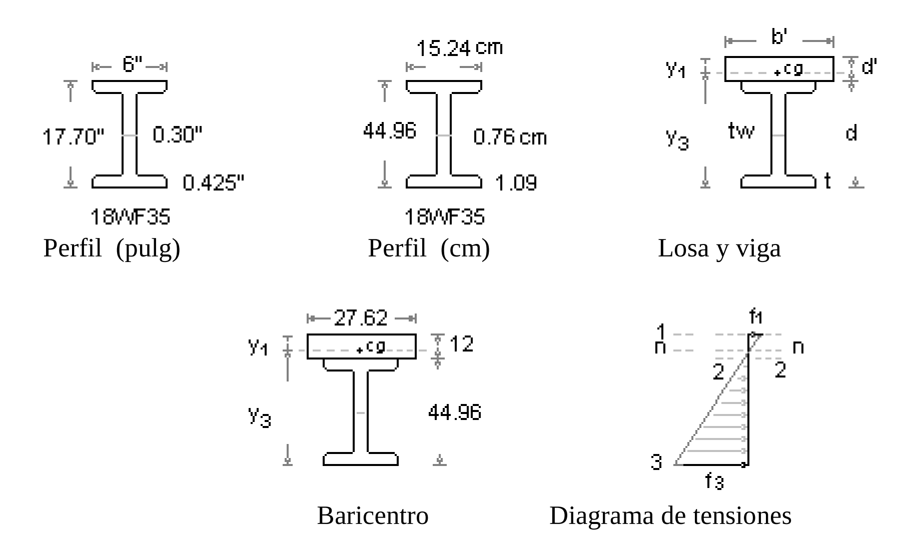
fck (Mpa)	Ec (Mpa)	fck (Mpa)	Ec (MPA)
12.50	26000	30	32000
15	27000	35	33300
17.5	28000	40	34500
20	29000	45	36000
25	30500	50	37000

Tabla: 13.1 Viga compuesta:

Perfil 18WF35 A36 : A =10.30pul^2 d = 17.70” b = 6.00” t = 0.425” tw = 0.30” Ix = 510pul^4

Wx = 58pul^3
Hormigonado: Losa d' = 12cm H21 fck = 210kp/cm^2 Ec = 290000Kp/cm^2 b" = 200cm
Viga A36: L = 6.50m carga q = 3500Kp/m

Verificar la sección. $n = \frac{Es}{Ec} = 7.24$ $\therefore$ b' = $\frac{b''}{n}$ b' = 27.62cm



Perfil (pulg) Perfil (cm) Losa y viga

Baricentro Diagrama de tensiones

Fig.: 13.2

BARICENTRO Tabla: 13.2

Componente	Area (cm^2)	y	Ay (cm^3)
Losa de HªAª	331.44	6	1987
Perfil 18WF35	66.45	34.48	2291
$\sum$	397.89		4278

y1 = 4278/397.89 = 10.75cm El borde superior de la viga esta por debajo del eje neutro, lo que significa que parte del hormigón esta traccionado.

INERCIA Tabla 13.3

Componente	Area (cm^2)	I1(cm^4)	y (cm)	Ix =I1 + Ay^2
Losa	331.44	2859	1.25	3377
Perefil 18WF35	66.45	21227.80	23.75	58710
$\sum$				62086

$f1 = \frac{M}{nWx}$ M = 3500Kp/m(6.50m)^2/8 M = 18484 Kp-m $f1 = \frac{1848400x10.75}{7.24x62086} = 44.20Kp/cm^2$

Tensión de compresión en el hormigón

$f3 = \frac{1848400x46.21}{62086} = 1375Kp/cm^2$ Tensión de tracción en el acero < 0.66x2530 = 1670Kp/cm^2

Al considerar despreciable la capacidad del hormigón para resistir la tracción, las solicitaciones en la estructura deben recalcularse para esta condición.

Determinación del eje neutro:

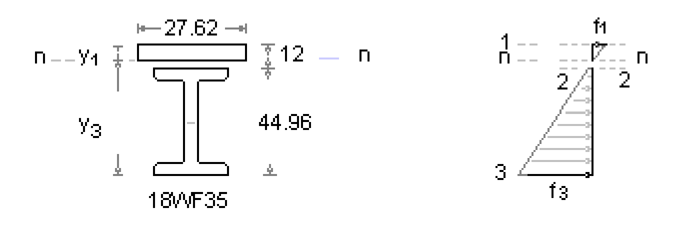


Fig.: 13.3

BARICENTRO Tabla 13.4

Componente	Area (cm^2)	y	Ay (cm^3)
Losa de HªAª	$27.62y_1$	$y_1/2$	$13.81(y_1)^2$
Perfil 18WF35	66.45	$34.48-y_1$	$2291 - 66.45y_1$
∑			

$13.81y_1^2 = 2291-66.45y_1$ $y_1 = 10.7cm$

INERCIA Tabla 13.5

Componente	Area (cm^2)	I1(cm^4)	d (cm)	Ix =I1 + Ad^2
Losa	296	2819	1.30	3319
Perfil 18WF35	66.45	21227.80	23.76	58741
∑				62060

$f_1 = \frac{M}{nWx}$ M=3500Kp/m(6.50m)^2/8 M=18484Kp-m $f_1 = \frac{1848400x10.70}{7.24x62060} = 44.02Kp/cm^2$

Tensión de compresión en el hormigón $f_3 = \frac{1848400x46.26}{62060} = 1378Kp/cm^2$

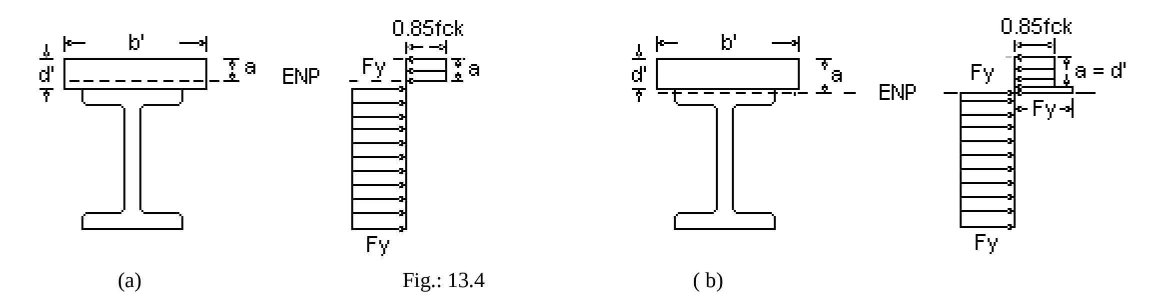
Tensión de tracción en el acero < 0.66x2530 = 1670Kp/cm^2

13.4 Diseño por DFCR.

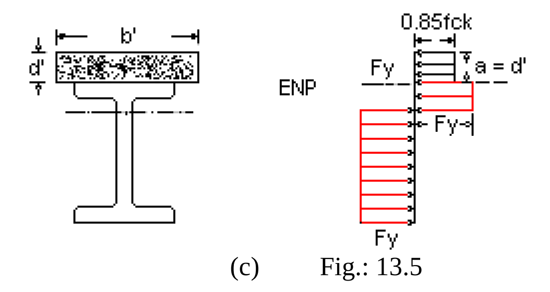
Para vigas compactas $\frac{h}{tw} \leq \frac{640}{\sqrt{Fy}}$ el factor de resistencia es: $\phi = 0.85$ y Mn se lo obtiene de la distribución de tensiones plásticas.

Cuando: $\frac{h}{tw} > \frac{640}{\sqrt{Fy}}$ el factor es: $\phi = 0.90$

Los tres casos se pueden presentar, y la distribución de tensiones es la que se muestra en los gráficos a,b,c



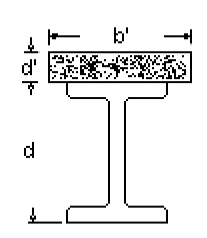
(a) Fig.: 13.4 (b)



(c) Fig.: 13.5

El Mn se lo determina a partir del par que lo origina

Ejemplo: 13.2 Calcular la resistencia de diseño de la viga compuesta del ejemplo anterior. Asumir que tiene los suficientes conectadores para desarrollar una acción de conjunto.
Determinar la fuerza de compresión C en el hormigón (fuerza horizontal de corte en el plano de contacto entre el hormigón y el acero.
Asumir una completa acción de conjunto y la fuerza será la menor de: AsFy y 0.85fckAc
As = Area del acero Ac = Area del concreto
AsFy = 66.45cm^{2}x2530Kp/cm^2 AsFy = 168118Kp
0.85fckAc = 0.85x210kp/cm^{2}x12cmx200cm = 428400Kp C = 168118Kp controla
La fuerza resultante se puede expresar C = 0.85ab´fck $a = \frac{C}{0.85\,fckb'}$ $a = \frac{168118}{0.85(210)200}$ $a = 4.71cm$



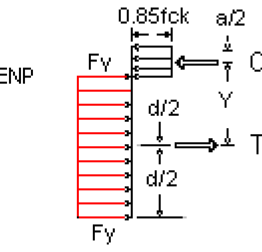


Fig.: 13.6

Y = d/2 + d’- a/2 = 44.96/2 + 12 – 4.71/2 = 32.13cm
Mn = CxY = TxY = 168118Kpx32.13cm Mn = 5401631Kp-cm ϕMn = 0.85x1972024
ϕMn = 4591386Kp-cm.

Apuntalamiento.- Después de haber montado las vigas de acero, se cuela sobre la losa de concreto, por tanto las vigas resistirán el peso del encofrado, el hormigón fresco y otras cargas, o bien para resistir dichas cargas se apuntala temporalmente. Las especificaciones consideran que cuando el concreto alcanza el 75% de la resistencia a los 28 días, la sección ya trabaja como compuesta.

13.5 Ancho efectivo: Las especificaciones LRFD establecen que el ancho efectivo de la losa de concreto debe tomarse igual al menor de los siguientes valores:
b’ = L/4 L = longitud de la vigas
b’ = ev = espaciamiento de viguetas

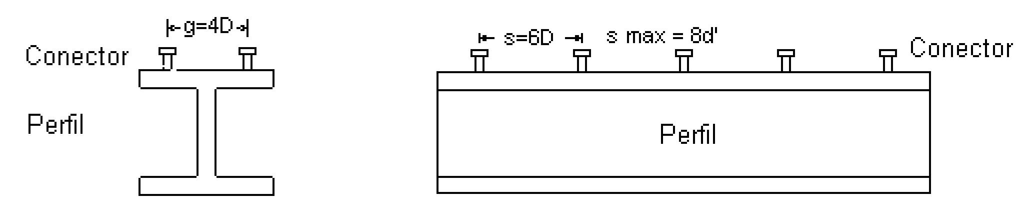
13.6 Transmisión de las fuerzas de corte. Si el eje neutro plástico queda en la losa la fuerza cortante máxima horizontal en el plano entre el concreto y el acero debe ser AsFy y si el eje neutro queda en la sección del acero 0.85fckAc, con esta información puede determinarse $\sum$Qn (fuerza cortante tomada por los conectores).

13.7 Espaciamiento máximo y mínimo

Espaciamiento mínimo: Longitudinal s = 6D transversal g = 4D
Espaciamiento máximo: Longitudinal s = 8d’ d’ = espesor losa
Recubrimiento mínimo para conectores: 1”

Máximo diámetro: D = 2.5t t = Espesor del ala

Viga y conectores



Espaciamiento de conectores
Fig.: 13.7

Ejemplo: 13.3

Una viga compuesta 21WF 44 A =13 pul^2 d = 20.66” b = 6.50” t = 0.45” tw = 0.35”

Ix = 843pul^4, A36, Hormigón H21, espesor de losa d’ =12cm. Ec = 290000Kp/cm^2 ev = 2.70m. L = 9m

Cv = 600Kp/m^2.

Asumir que serán previstos los conectores necesarios para el trabajo de conjunto.

Cargas: Peso propio losa g_1 = 0.12mx 2500Kp/m^2 x 2.70m g_1 = 810.0Kp/m
Peso propio viga g_2 = 65.6 Kp/m
Piso g_3 = 0.05mx2300Kp/m^{2}x2.70m g_3 = 115.0Kp/m
g = 875.6Kp/m
Carga eventual p_1 = 100Kp/m^2 x 2.7m p_1 = 270.0Kp/m

qu = 1.2Cm +1.6Cv = 1.20 x 875.6 + 1.6 x 270 qu = 1483Kp/m

$$Mu = \frac{(1843 Kp/m)(9m)^2}{8} \qquad Mu = 18660Kp\text{-}m$$

Después de fraguado el hormigón, la carga eventual ya no actúa, pero si lo hace la carga de servicio de Cv = 600Kp/m^2 p_2 = 600Kp/m x 2.70m p_2 = 1620Kp/m

qu = 1.2Cm +1.6Cv = 1.20 x 875.6 + 1.6 x 1620 qu = 3643Kp/m

$$Mu = \frac{(3643 Kp/m)(9m)^2}{8} \qquad Mu = 36885Kp\text{-}m$$

Ancho efectivo: b’ = L/4 = 9m/4 b’ = 2.25m b’=ev b’ = 2.70mm Rige b’ = 2.25m

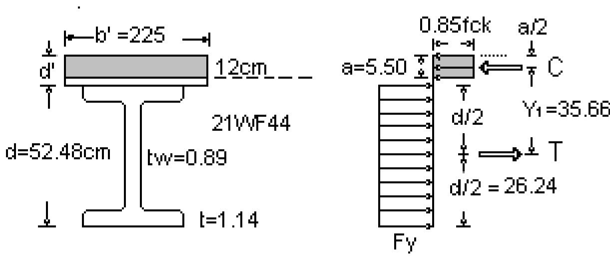


Diagrama de tensiones Fig.: 13.8

AsFy = 83.87cm^{2}x 2530Kp/cm AsFy = 212191Kp C = 212191Kp

0.85fckAc = 0.85 x 12cm 225cmx210Kp/cm^2 = 481950Kp

212191Kp = 0.85fckx225cmxa   a = 5.28cm y_1 = d/2 + d' – a/2 y_1 = 35.6cm

ϕMn = ϕ C y_1 ϕMn = 0.85(212191Kp)0.356m ϕMn = 64208Kp-m > 36885Kp-m   OK

Corte. $V_u = \frac{q_u L}{2}$ $V_u = \frac{(3643Kp/m)9m}{2} = 16394Kp$

$\phi_v V_n$ = 0.90x0.60xFyxA_w $\phi_v V_n$ = 0.90x0.60x2530kp/cm^{2}x46.62cm^2 $\phi_v V_n$ = 63692 Kp

13.8 Conectores.

Dmax = 2.50t   2.50x1.14cm D = 2.85cm   Usaremos D =1/2'' A_{sc}= 1.27cm^2

Qn = 0.50$A_{sc}\sqrt{fckEc}$ $\leq$ A_{sc}Fu   Ec = 290000Kp/cm^2 fck = 210Kp/cm^2 Qn = 4955Kp

A_{sc} Fu = 1.27cm^{2}x4200Kp/cm^2 = 5335Kp   Qn< Asc

$N = \frac{V_h}{Q_n}$ $N = \frac{212193Kp}{4955Kp} = 45$ para la mitad de la viga

Si se utiliza un conector por sección $s = \frac{L/2}{N} = \frac{450cm}{45} = 10cm$ > 6D OK

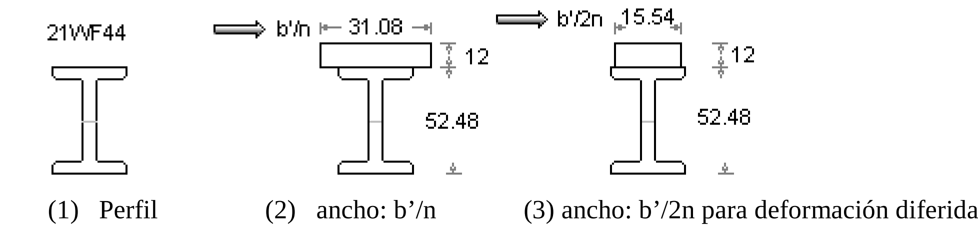
13.9 Deformación

A causa de la gran rigidez de la sección transformada, las deformaciones para una viga compuesta son menores que la deformación para una viga normal. Esta gran inercia se entiende desarrolla la sección una vez fraguado el hormigón. Las deflexiones causadas por cargas aplicadas antes de que el hormigón fragüe, se deben calcular con la inercia del perfil.

En las regiones solicitadas por momento positivo, el concreto estará en condición de compresión continua y es pasible de sufrir nuevas deformaciones conocidas como **Deformaciones diferidas**, esta deformación se puede determinar utilizando 2n en lugar de n para la sección compuesta.

Para una construcción sin apuntalamiento, se requieren por lo menos tres diferentes momentos de inercia para calcular la deflexión total.

1- Is = Momento de inercia del perfil.
2- I_{tr} = Inercia de la sección transformada con: b`/n
3- I_{tr} = Inercia de la sección transformada con: b'/2n



(1) Perfil   (2) ancho: b'/n   (3) ancho: b'/2n para deformación diferida

Fig.: 13.9

Tabla 13.6

Componente	Area (cm^2)	y	Ay	I1(cm^4)	d (cm)	Ix =I1 + Ad^2
Losa	372.72	6	2236.32	4473	4.70	12709
Perfil 21WF44	83.87	26.48	2221	35088	16.49	58894
$\sum$	416.59		4457.32			70603

$\tilde{y} = \dfrac{\sum A y_i}{\sum A}$ = 10.70cm

Tabla 13.7

Componente	Area (cm^2)	y	Ay	I1(cm^4)	d (cm)	Ix =I1 + Ad^2
Losa	186.48	6	1118.16	2238	6.35	9757
Perfil 21WF44	83.87	26.48	2221	35088	14.14	51856
$\sum$	270.35		3339.16			61613

$\tilde{y} = \dfrac{\sum A_i y_i}{\sum A}$ = 12.35cm

$$\delta_1 = \frac{5gL^4}{384EIs} = \frac{5(8.75Kp/cm)(900cm)^4}{384x2100000Kp/cm^2x350088cm^4} = 1cm$$ Carga muerta

$$\delta_2 = \frac{5gL^4}{384EIs} = \frac{5(2.70Kp/cm)(900cm)^4}{384x2100000Kp/cm^2x350088cm^4} = 0.31cm$$ Carga eventual

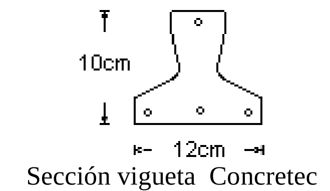
$$\delta_3 = \frac{5pL^4}{384EIs} = \frac{5(16.20Kp/cm)(900cm)^4}{384x2100000Kp/cm^2x70603cm^4} = 0.93cm$$ Carga viva

$$\delta_4 = \frac{5pL^4}{384EIs} = \frac{5(16.20Kp/cm)(900cm)^4}{384x2100000Kp/cm^2x61613cm^4} = 1.05cm$$ Deformación diferida

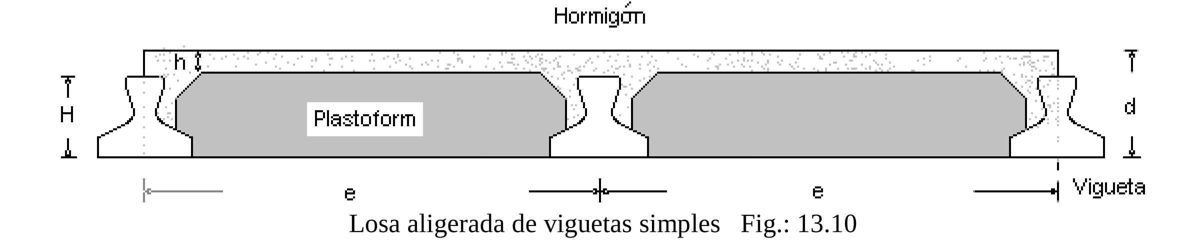
δ = 1.0 +1.05 = 2.05cm < δad = L/360 δad = 2.5cm OK

13.10 DIMENSIONAMIENTO: LOSA ALIGERADA

Viguetas pretensadas – CONCRETEC



Sección vigueta Concretec



Losa aligerada de viguetas simples Fig.: 13.10



Losa aligerada de viguetas dobles Fig.: 13-11

Tabla de viguetas pretensadas - Concretec Tabla 13.8

Vigueta	H cm	h cm	Peso propio g (Kp) Complemento		e m	Momentos admisibles Kps-m/m Serie de armaduras					
			Hormigón	Tergopol		101	103	103	104	105	106
Simple	10	4	213	147	0.50	809	1197	1480	1741	1939	2194
		5	237	171		875	1296	1613	1896	2105	2394
	12	4	230	154	0.50	923	1369	1713	2013	2229	2545
		5	254	178		989	1467	1843	2165	2392	2741
	16	5	277	192	0.50	1274	1895	2411	2827	3103	3590
		6	301	216		1341	1994	2544	2982	3269	3790
	20	5	303	208	0.50	1492	2220	2800	3172	3639	3987
		6	327	232		1556	2316	2944	3311	3801	4164
Doble	12d	4	255	194	0.63	1468	2161	2679	3132	3464	3916
		5	279	218		1573	2319	2899	3377	3727	4232
	16d	5	304	236	0.63	2026	2996	3787	4424	4850	5574
		6	328	260		2132	3156	4001	4673	5117	5895
	20d	5	345	269	0.63	2387	3533	4402	5012	5732	6262

Altura de la Losa. Las losas de viguetas pretensadas sufren menor deformación que una losa de hormigón armado. Una relación L/d = 30 para rigidez y control de deformación.

VIGUETAS SIMPLES.- Para una L = 6m d = 21cm.

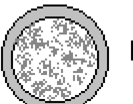
VIGUETAS DOBLES.- No se fabrican viguetas de mayor capacidad que las mostradas por razones prácticas, resultarían muy pesadas y se requiere equipo especial para el montaje. Por esta razón para luces L ≥ 6.50m se acostumbra utilizar doble vigueta. Así para L= 7.50m d = 25cm

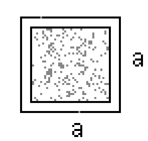
Tergopol.- Densidad 12, recomendado por razones de rigidez, para evitar perdida de hormigón por rotura.

13.11 Columnas Compuestas

Pueden tomar dos formas:
Tubo rellenado con hormigón y perfil laminado con revestimiento de hormigón y armaduras longitudinal y estribos.
La Resistencia nominal puede quedar expresada de la siguiente manera:
$Pn = AsFy + A_r Fy_r + 0.85 f ckAc$
As = área del perfil
Ar = área de la sección transversal de la armadura vertical
Fyr = Tensión de fluencia del acero de refuerzo
Ac = área de la sección transversal del concreto

Tubo y perfil laminado





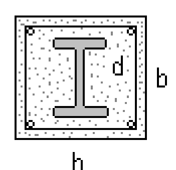


Fig.: 13.12

$Pn = AsFy + A_r\, Fy_r + 0.85 f ckAc$ $\frac{Pn}{As} = Fy_m = Fy + Ar\frac{Fyr}{As} + 0.85\, fck\frac{Ac}{As}$ ACI 1995, considera un factor de reducción de 0.70 aplicado al refuerzo y al hormigón.

$\frac{Pn}{As} = Fy_m = Fy + 0.70Ar\frac{Fyr}{As} + (0.70)0.85\, fck\frac{Ac}{As}$ $Fy_m = Fy + 0.70Ar\frac{Fyr}{As} + 0.597\, fck\frac{Ac}{As}$ $E_m = E + c_3 Ec\frac{Ac}{As}$

E= Módulo elástico del acero laminado Ec = Módulo elástico del hormigón.
Especificaciones AISC
Tabal 13.9

DESIGNACIÓN	Sección	C_1	C_2	C_3
Tuberías		1.00	0.85	0.40
Perfiles		0.70	0.60	0.20

$Fy_m = Fy + c_1 Fyr\frac{Ar}{As} + c_2\, fck\frac{Ac}{As}$

Radio de giro de la sección compuesta. rm = ry ≥0.30b donde b se refiere al a dimensión del concreto en el plano de pandeo, ry ⇒ Radio de giro del perfil.
Para ser categorizada como columna compuesta, los siguientes límites de AISC deben ser observados:

1. El acero de refuerzo estructural debe resultar por lo menos el 4% de la sección transversal compuesta.

2.- Espaciamiento de estribos $\leq \frac{2b}{3}$ b = la menor dimensión.

2. Recubrimiento = 3.8cm.
3. Resistencia del concreto fck ≥ H21
4. La tensión de fluencia de las barras de refuerzo o estribos Fy $\leq$ 3850 kp/cm^2
5. Para prevenir pandeo local, en tubos o cañerías llenas con hormigón las paredes deben tener un espesor:
6. t = $b\sqrt{\frac{Fy}{3E}}$ ó t = $D\sqrt{\frac{Fy}{8E}}$ para secciones circulares.



Armadura de columna Fig.: 13.13

Armadura long.: 4ϕ1” Estribos: ϕ3/8” Perfil 16WF100 A36 H21

De la tabla para H21 Ec = 290000kp/cm^2
16WF100 As = 29.40pul^2 As = 190cm^2 ry = 2.51” ry = 6.37cm Ar = 4.84cm^{2}x4 = 19.36cm^2

Ac = 2750cm^2 - 190cm^2- 19.36 Ac = 2540cm

$$Fy_m = Fy + c_1 Fyr\frac{Ar}{As} + c_2\, fck\frac{Ac}{As} \qquad Fy_m = 2530 + 0.7(5000)\frac{19.36}{190} + 0.6(210)\frac{2540}{190}$$

Fy$_m$ = 2530+357+1680 Fy$_m$ = 4571kp/cm^2

$$E_m = E + c_3 Ec\frac{Ac}{As} \quad E_m = 2100000 + 0.20(290000)\frac{2540}{190} \quad E_m = 2875368 kp/cm^2$$

ry = 6.37 0.3xb = 0.30x50cm = 15cm rm >rx rm = 15cm controla

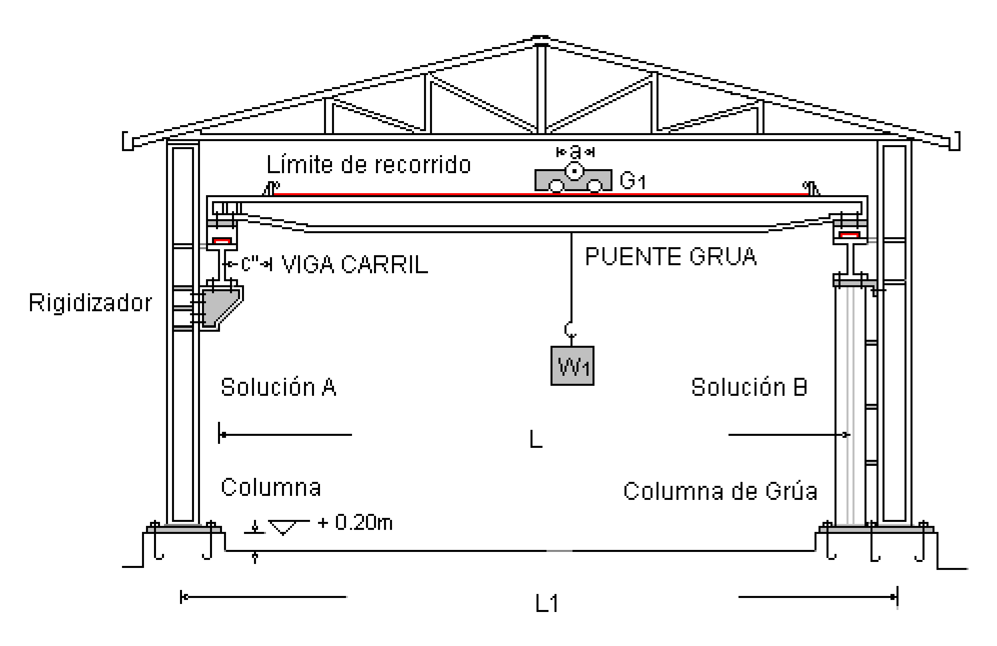
$\lambda c = \frac{KL}{r_m \pi}\sqrt{\frac{Fy_m}{E_m}}$ $\lambda c = \frac{488cm}{15\pi}\sqrt{\frac{4711}{2875368}}$ $\lambda c = 0.42$ Fcr = $(0.658)^{\lambda c^2} Fy_m$ Fcr = 2310kp/cm^2 γP = ϕRn

γP = ϕFcr x As 1.40 P = 0.85 x 2310 x 190cm^2 $\therefore$ P = 266475 kp.

oooooooooooo

14 Puente Grúa

14.1 **Puente Grúa**. El puente grúa es una estructura muy utilizada en Edificios Industriales para elevar y transportar cargas dentro del área de trabajo, montar y desmontar equipos para reparación o mantenimiento.
El movimiento puede ser en: X,Y,Z o simultaneo. El comando puede ser directo desde una cabina o por control remoto
14.2 **Partes constitutivas**:



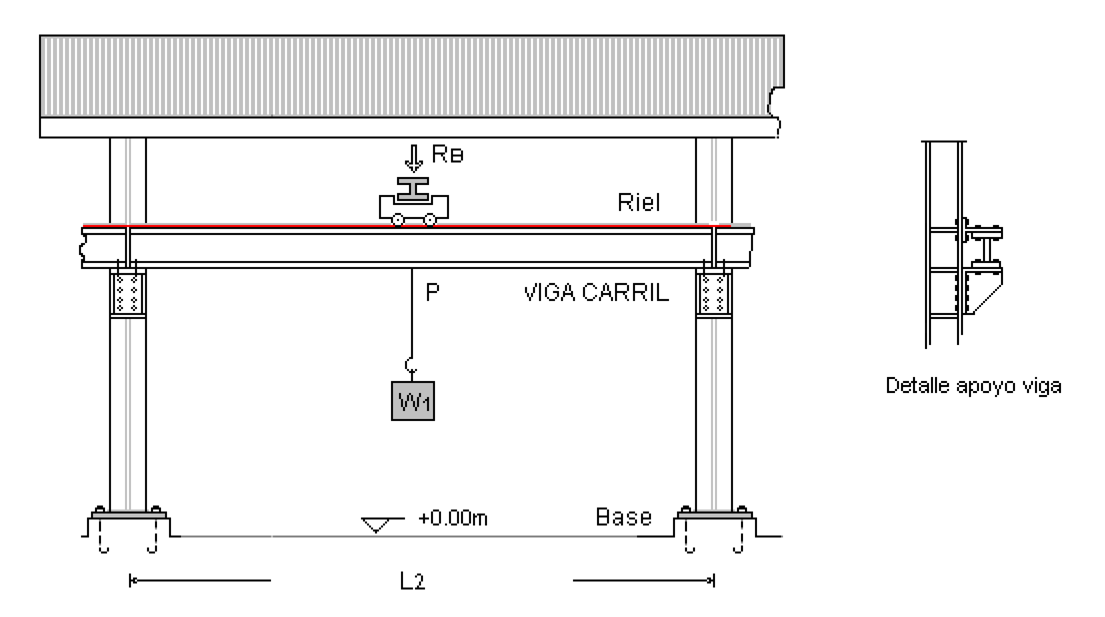
Puente grúa Fig. 14.1

Viga del puente grúa.- Puede ser un perfil de alas anchas para cargas pequeñas o una viga cajón en grúas de gran capacidad, digamos 25 ton. La viga puede tener un rebaje en altura en los apoyos, en función del momento flector. Esta reducción de altura de la viga permite una disminución en altura del edificio, mejora la estabilidad lateral y longitudinal de la viga.
Riel.- Que va montada sobre la viga y que en algunos casos es simplemente una pletína. que sirve de guía para el desplazamiento del carrito.
Carrito elevador.- Constituido por guinche de elevación, sistema de tracción, cabina de control con central de comando en los equipos grandes.

Viga carril.- Esta viga puede ser un perfil de alas anchas, una viga de celosía o una viga cajón, lleva a su vez una riel para dar apoyo al carrito desplazador del puente grúa. Esta viga apoya sobre columna propia en los puentes grúas de gran capacidad o en ménsulas que se sustentan en las columnas del edificio para los equipos de pequeña capacidad.

Edificio.- Puede estar constituido íntegramente por perfiles laminados, perfiles laminados y columnas de Hº Aº, columnas y vigas de celosía en otros casos.
Estructura de cubierta.- Puede ser formada por angulares que generalmente se los dispone en pares para poder conformar una estructura fácil de construir y aplicar en la cuerda inferior los largueros para el cielo falso.
Largueros.- Los largueros pueden ser de chapa doblada, el espaciamiento de largueros resulta pequeño para las chapas onduladas comunes es decir calamina Nº 26. Utilizando steel panel de mayor espesor y ondas más grandes, mejora la inercia y el espaciamiento de largueros puede llegar hasta 4m y se tiene como resultado una estructura más limpia.
Cubierta.- La cubierta generalmente es de chapa galvanizada, steel panel prepintado u otros materiales que resulten adecuados y económicos.
La cubierta lateral puede ser también de chapa plegada.

Elementos de sujeción.- En las estructuras comunes de celosía, generalmente se sujetan las calaminas con ganchos y capuchón de goma. Cuando los largueros son de chapa doblada, es mejor utilizar tornillos auto roscantes, estos elementos permiten reducir la mano de obra y el tiempo de montaje.
Placa base de columna.- La placa base debe estar a 20cm de altura del nivel del terreno, esto para evitar la humedad. Si la dimensión de la placa es DxB para el cálculo se asume D = d+2x3" a D=d+2x4".
Pernos de anclaje.- Los pernos de anclaje se sitúan en su posición antes del hormigonado, se dispondrán elementos de sujeción par evitar que se muevan durante el hormigonado.
Se permite en algunos casos dejar la fosa, luego colocar los pernos y rellenar con mortero expansivo.

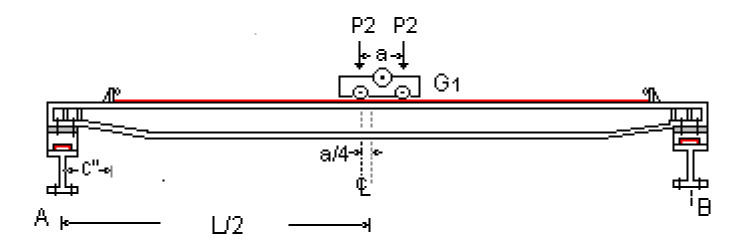


Viga Carril Fig. 14.2

14.3 **Dimensionamiento**

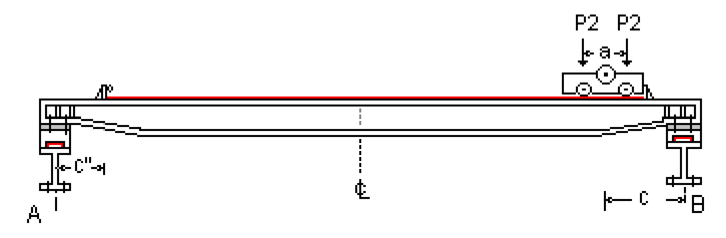
Establecida la carga útil W_1
Peso del equipo: P = W1 + P1
Peso propio de la viga + riel: g1 Se estima en base a la relación L/d = 10 ⇒ L/d = 15.
Deformación admisible: δ = L/1000.
Impacto: Incrementar la carga móvil en 25%

Flexión.- Posición de carga crítica: La línea media entre la resultante y la carga más pesada se lleva a la parte central de la viga, el momento máximo por carga viva, queda definido en este caso en el punto sobre el cual se sitúa la carga más pesada. Mmáx.= Ra (L/2 – a /4).



Posición de carga crítica por flexión Fig. 14.3

14.3.1 **Dimensionamiento por corte.-** La posición crítica es la mayor aproximación que puede lograr el carro en su recorrido hacia uno de los apoyos.



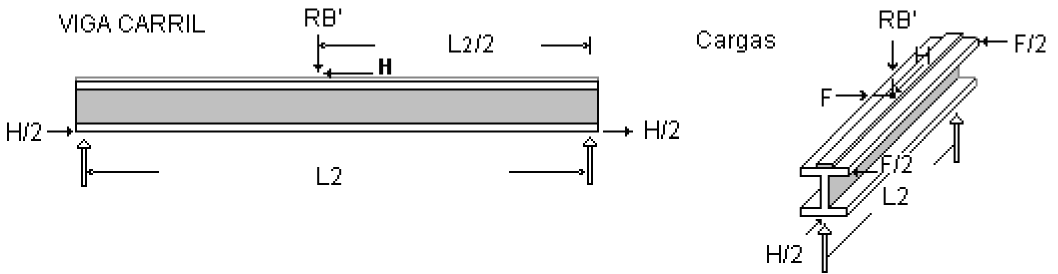
Posición crítica de carga por corte Fig 14.4

Ejemplo N° 1

W = 5000Kp G_1 = 600Kp L = 10m c" = 1.20cm distancia entre ejes a = 1.80m L_2 = 5m
Asumimos el peso propio de la viga del Puente grúa g_1 =120kg/m

Método de diseño DEA Especificaciones AISC
14.3.2 **Flexión.**
1. Carga P =[$W_1 + G_1$]1.25 = 5600*1.25 = 7000Kp Por eje P2 = 3500Kp
2. Ra * 10m - 120kp/m x10mx5m – 3500Kp(5.45m + 3.65m) = 0 Ra = 3785Kp
3. Mmáx = Ra * 4.55m = 17222 Kp-m
4. Asumimos f = 0.3Fy = 759 Kp/cm^2 Wx = 1722200Kp-cm/759Kp/cm2 = 2269 cm^3 Wx = 138pul^3
Relación de L/d =15 para controlar deformación 10.0m/d = 15 d = 67 cm d = 26"

5. Tablas Para 2 perfiles: Con: d = 26" y Wx = 69pul^3 ⇒ 24WF55 Wx = 114pul^3 d = 23.65" B = 7"
t = 0.51" tw = 0.39" g1 = 82.2 kg/m Riel g = 20kg/m total g = 102kg/m
Comprobando: Mmax = Rax4,55m = 3685x4.55 Mmax = 16767kg-m fr = M/2Wx fr = 448 kg/cm^2
Lc = $\frac{76b}{12\sqrt{Fy}} = \frac{76x7}{12\sqrt{36}}$ = 7,40pies Lb = 10m ∴ Lb >Lc Ld/bt = 2599 Fb = 840000/2599
Fb = 323kp/cm2< 449kp/cm^2 No es satisfactorio. Probamos con el siguiente.
24Wf62 Ix = 1550pul^3 Wx = 131pul^3 bd = 23.74" b = 7.04" t = 0.59" tw = 0.43"
Deformación: $\delta = \delta g + \delta p$ = 0.54 +0.06 δ = 0.60 < δad = 1cm 0 K
Corte fv = V/ Aw Posición de carga en máxima aproximación Rb = 6760 kp fv = 6750/ 62.58x2
fv = 54kp/cm2 < 100kp/cm2
Altura en el apoyo d´: 1000kp/cm2 = 6750/(d´-2t) tw x2 d´= 3.09cm + 3cm d´min = 6cm Tomaremos
D´= 20cm



Viga carril Cargas 14.5

Viga carril.- Consideramos L_2 = 5m G_2 = 400kp
Determinación de la fuerza lateral F = 0.10 (W_1+G_1) = 0.10(5000+600)
F = 560kp
Determinación de H: H = 0.10$R_{B'}$ $R_{B'}$ sin considerar impacto
10mx$R_{B'}$ = 5600kpx8.80+120kp/mx10mx5m $R_{B'}$ = 5528 +G_2 $R_{B'}$ = 5928kp H = 593kp
L/d = 13 d = 500cm/13 d = 38 d = 15". Asumimos fb = 0.20Fy fb = 506kp/cm^2
M_V = 2668·X2.25mx1.25 + [80kp/m (5m)^2]/8 Mv = 7753kp-m Wx =1532cm^3
Wx = 94pul^3

M_F = 252kpsx2.25m M_F = 567kps-m
Wx = 94pul^3 $\Rightarrow$ Perfil 21WF50 d = 20.83” b = 6.53” t = 0.53” tw = 0.30”
Ix = 984pul^3 Wx = 94pul^3 Wy = 8pul^3 Wy = 131cm^3

Solicitación en el borde comprimido del ala superior: $f_1 = -\frac{M_V}{Wx} - \frac{M_F}{Wy/2} - \frac{H/2}{bxt}$

$f_1 = -\frac{775300}{1532} - \frac{56700}{131/2} - \frac{593/2}{16.60x1.35}$ = -506-865-13.20 $f_1 = -1384 kps/cm^2$
Comprobando. Ld/bt =1181 f_b = 840000/1181 f_b = 711kps/cm$_2$

$f1 > f_b$ No cumple

24WF62 d = 23.74” b = 7.04 t = 0.59” tw = 0.43” Wx = 131pul^3 Wy 9.8pul^3 Ix= 1550pul^3

$f_1 = -\frac{775300}{2164} - \frac{56700}{161/2} - \frac{593/2}{17.88x1.50}$ -358-704-11.01 $f_1 = -1073 kps/cm^2$
Comprobando. Ld/bt =1124 f_b = 840000/1124 f_b = 747kps/cm$_2$

27WF84 d = 26.71” b = 9.96 t = 0.64” tw = 0.46” Wx = 213pul^3 Wy = 21.20pul^3 Ix= 1550pul^3

$f_1 = -\frac{775300}{3490} - \frac{56700}{347/2} - \frac{593/2}{25.29x1.62}$ = -222-326-7.23 $f_1 = -555 kps/cm^2$

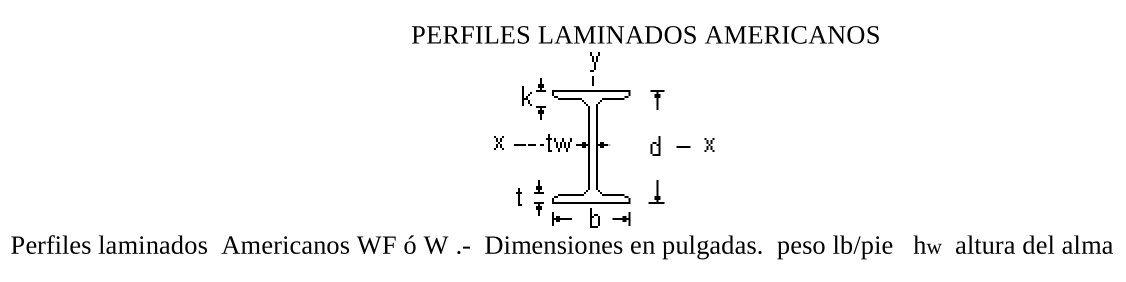
Comprobando. Ld/bt = 824 f_b = 840000/824 f_b = 1019kps/cm$_2$ $f1 < f_b$ 0K

14.3.3 **Deformación**: δp = $\frac{5928x1.25x500^3}{48x2100000x118625}$
δp = 0.08cm

g = 125 kps/m(peso propio) + 20kp/m(riel) δg = δg = 0.01cm
δg = $\frac{5x1.45x500^4}{384x2100000x118625}$
δ = 0.09 cm < 0.50cm δadm = L_2/1000 δadm = 500/1000 0K

°°°°°°°°°°°°°°°°°°°

PERFILES LAMINADOS AMERICANOS



Perfiles laminados Americanos WF ó W .- Dimensiones en pulgadas. peso lb/pie h_w altura del alma

dxWFlb/pie	A	d	tw	b	t	k	Ix	Wx	rx	Iy	Wy	ry	Zx	Zy
44WF285	83.80	44.02	1.03	11.81	1.77	2.69	24600	1120	17.10	490	83.00	2.42	1310	135
44WF198	58.00	42.91	0.71	11.81	1.22	2.13	16700	776	16.90	336	57.00	2.41	902	90.00
40WF167	49.10	38.59	0.65	11.81	1.22	2.63	11600	599	15.30	283	47.90	2,40	692	76.00
40WF149	43.80	38.20	0.63	11.81	0.83	2.25	9780	512	14.90	229	38.80	2.29	597	62.20
36WF300	68.30	36.74	0.94	16.65	1.68	2.61	20300	1110	15.20	1300	156.00	3.83	1260	241.00
36WF210	61.80	36.69	0.83	12.18	1.36	2.31	13200	719	14.60	411	67.50	2.58	833	107.00
36WF135	39.70	35.55	0.60	11.95	0.79	1.69	7800	439	14.00	225	37.70	2.38	508	59.70
30WF261	76.70	31.61	0.93	15.15	1.65	2.44	13100	827	13.10	959	127.00	3.54	941	196.00
30WF132	38.90	30.31	0.61	10.54	1.00	1.75	5770	380	12.20	196	37.20	2.25	437	58.40
30WF90	26.40	29.53	0.47	10.40	0.61	1.31	3620	245	11.70	115	22.10	2.09	283	34.70
27WF258	75.70	28.98	0.98	14.27	1.77	2.50	10800	742	11.90	859	120.00	2.37	850	187.00
27WF146	42.90	27.38	0.60	13.96	0.97	1.69	5630	411	11.40	443	63.50	3.21	461	97.50
27WF84	34.80	26.71	0.46	9.96	0.64	1.38	2850	213	10.70	106	21.20	2.07	244	33.20
24WF229	67.20	26.02	0.96	13.11	1.73	2.50	7650	588	10.70	651	99.40	3.11	676	154.00
24WF104	30.60	24.06	0.50	12.75	0.75	1.50	3100	258	10.10	259	40.70	2.91	289	62.40
24WF62	18.20	23.74	0.43	7.04	0.59	1.31	1550	131	9.23	35	9.80	1.38	153	15.70
24WF55	16.20	23.57	0.39	7.00	0.51	1.19	1350	114	9.11	29	8.30	1.34	134	13.30
21WF223	65.40	23.35	1.00	12.67	1.79	2.56	5950	510	9.54	609	96.00	3.05	589	149.00
21WF111	32.60	21.51	0.55	12.34	0.87	1.62	2670	249	9.05	274	44.00	2.90	279	68.00
21WF50	14.70	20.83	0.38	6.53	0,53	1.31	984	94	8.18	25	8.00	1.30	110	12.00
21WF44	13.00	20.63	0.35	6.50	0.45	1.19	843	82	8.06	21	6.00	1.26	95	10.00
18WF192	56.40	20.35	0.96	11.46	1.75	2.44	3870	380	8.28	440	76.80	2.79	442	119.00
18WF97	28.50	18.59	0.53	11.15	0.87	1.56	1750	188	7.82	201	36.10	2.65	211	55.00
18WF35	10.30	17.70	0.30	6.00	0.43	1.12	510	58	7.04	15	5.12	1.22	66	8.00
16WF100	29.40	16.97	0.58	10.42	0.98	1.68	1490	175	7.10	186	35.70	2.51	198	54.90
16WF50	14.70	16.26	0.38	7.07	0.63	1.31	659	81	6.68	37	12.10	1.59	92	16.30
16WF26	7.68	15.69	0.28	5.50	0.34	1.06	301	38	6.26	10	3.49	1.12	44	5.48
14WF211	62.00	15.72	0.98	15.80	1.56	2.25	2660	338	6.55	1030	130.00	4.07	390	198.00
14WF109	32.00	14.32	0.52	14.60	0.86	1.56	1240	173	6.22	447	61.20	3.73	192	92.70
14WF22	6.49	13.74	0.23	5.00	0.33	0.87	199	29	5.54	7.00	2.80	1.04	33	4.39
12WF58	17.00	12.19	0.34	10.01	0.64	1.38	475	78	5.28	107	21.40	2.51	86	33
12WF35	10.30	12.50	0.30	6.56	0.52	1.00	285	46	5.25	25	7.50	1.54	51	11.5
12WF22	6.80	12.31	0.26	4.03	0.42	0.87	156	25.40	4.91	4.66	2.31	0.84	29.30	3.66
12WF14	4.16	11.91	0.20	3.97	0.22	0.68	89	14.90	4.62	2.36	1.19	0.75	17.40	1.90
10WF112	32.90	11.36	0.75	10.41	1.25	1.87	716	126	4.66	236	45.30	2.68	147	69.20
10WF45	13.30	10.10	0.35	8.02	0.62	1.25	248	49.10	4.32	53.40	13.30	2.01	54.90	20.30
10WF22	6.49	10.17	0.24	5.75	0.36	0.75	118	23.20	4.27	11.40	3.97	1.33	26.00	6.10
10WF12	3.54	9.87	0.19	3.96	0.21	0.62	54	10.90	3.90	2.18	1.10	0.78	12.60	1.74
8WF67	19.70	9.00	0.57	8.28	0.93	1.43	272	60.40	3.72	88.60	21.40	2.12	70.20	32.47
8WF31	9.13	8.00	0.28	7.99	0.43	1.93	110	27.50	3.47	37.10	9.27	2.02	30.40	14.10
8WF10	7.89	7.89	0.17	3.94	0.20	0.62	30.80	7.81	3.22	2.09	1.06	0.84	8.87	1.66
6WF25	7.34	6.38	0.32	6.08	0.45	0.81	53.40	16.70	2.70	17.10	5.61	1.52	18.90	8.56
6WF15	4.43	5.99	0.23	5.99	0.26	0.62	29.10	9.72	2.56	9.32	3.11	1.46	10.80	4.75
6WF9	2.68	5.90	0.17	3.94	0.21	0.56	16.40	5.56	2.47	2.19	1.11	0.90	6.23	1.72

Perfiles laminados Americanos WF ó W Dimensiones, pulg. Peso, lb/pie hw altura del alma

dxWFlb/pie	A Pul²	d	tw	b	t	Lc	Lu	Lr	Lp	J	Cw	$\sqrt{\frac{ECw}{GJ}}$	Zx	Zy
44WF285	83.80	44.02	1.03	11.81	1.77	12.50	22.00	1120	17.10	60.00	219000	97.20	1310	135
44WF198	58.00	42.91	0.71	11.81	1.22	12.50	15.50	776	16.90	20.10	146000	137.00	902	90.00
40WF167	49.10	38.59	0.65	11.81	1.22	12.50	14.50	599	15.30	14.00	99300	136	692	76.00
40WF149	43.80	38.20	0.63	11.81	0.83	11.90	12.60	512	14.90	9.62	79600	146	597	62.20
36WF300	68.30	36.74	0.94	16.65	1.68	17.60	35.30	1110	15.20	64.20	398000	127	1260	241.00
36WF210	61.80	36.69	0.83	12.18	1.36	12.90	20.90	719	14.60	28.00	128000	109	833	107.00
36WF135	39.70	35.55	0.60	11.95	0.79	12.30	13.00	439	14.00	6.99	68100	159	508	59.70
30WF261	76.70	31.61	0.93	15.15	1.65	16.00	36.7	827	13.10	53.80	215000	102	941	196.00
30WF132	38.90	30.31	0.61	10.54	1.00	11.10	16.10	380	12.20	9.72	42100	106	437	58.40
30WF90	26.40	29.53	0.47	10.40	0.61	10.00	11.40	245	11.70	2.94	24000	146	283	34.70
27WF258	75.70	28.98	0.98	14.27	1.77	15.10	40.30	742	11.90	61.00	159000	82	850	187.00
27WF146	42.90	27.38	0.60	13.96	0.97	14.70	23.00	411	11.40	10.90	77200	135	461	97.50
27WF84	34.80	26.71	0.46	9.96	0.64	10.50	11.00	213	10.70	2.81	17900	129	244	33.20
24WF229	67.20	26.02	0.96	13.11	1.73	13.80	40.30	588	10.70	51.80	95800	69.20	676	154.00
24WF104	30.60	24.06	0.50	12.75	0.75	13.50	18.40	258	10.10	4.72	35200	139	289	62.40
24WF62	18.20	23.74	0.43	7.04	0.59	7.40	8.10	131	9.23	1.71	4620	83.25	153	15.70
24WF55	16.20	23.57	0.39	7.00	0.51	7.00	7.50	114	9.11	1.18	3870	92	134	13.30
21WF223	65.40	23.35	1.00	12.67	1.79	13.40	45.40	510	9.54	54.90	70600	57.60	589	149.00
21WF111	32.60	21.51	0.55	12.34	0.87	13.00	23.30	249	9.05	6.83	29200	105	279	68.00
21WF50	14.70	20.83	0.38	6.53	0,53	6.90	7.80	94	8.18	1.14	2570	76.20	110	12.00
21WF44	13.00	20.63	0.35	6.50	0.45	6.60	7.00	82	8.06	0.77	2110	84.30	95	10.00
18WF192	56.40	20.35	0.96	11.46	1.75	12.10	45,40		8.28	45.20	37900	46.50	442	119.00
18WF97	28.50	18.59	0.53	11.15	0.87	11.80	24.10	188	7.82	5.86	15800	83.50	211	55.00
18WF35	10.30	17.70	0.30	6.00	0.43	6.30	6.70	58	7.04	0.51	1140	76.60	66	8.00
16WF100	29.40	16.97	0.58	10.42	0.98	11.00	28.10	175	7.10	7.73	11900	63.10	198	54.90
16WF50	14.70	16.26	0.38	7.07	0.63	7.50	12.70	81	6.68	1.52	2270	62.10	92	16.30
16WF26	7.68	15.69	0.28	5.50	0.34	5.60	6.00	38	6.26	0.26	565	74.80	44	5.48
14WF211	62.00	15.72	0.98	15.80	1.56	16.70	72.30	338	6.55	44.60	51500	54.70	390	198.00
14WF109	32.00	14.32	0.52	14.60	0.86	15.40	40.60	173	6.22	7.12	20200	85.80	192	92.70
14WF22	6.49	13.74	0.23	5.00	0.33	5.30	5.60	29	5.54	0.21	314	62.60	33	4.39
12WF58	17.00	12.19	0.34	10.01	0.64	10.60	24.40	78	5.28	2.10	3570	66.40	86	33
12WF35	10.30	12.50	0.30	6.56	0.52	6.90	12.60	46	5.25	0.74	879	55.40	51	11.5
12WF22	6.80	12.31	0.26	4.03	0.42	4.30	6.40	25.40	4.91	0.29	164	38.10	29.30	3.66
12WF14	4.16	11.91	0.20	3.97	0.22	3.50	4.20	14.90	4.62	0.07	80.40	54.40	17.40	1.90
10WF112	32.90	11.36	0.75	10.41	1.25	11.00	53.20	126	4.66	15.10	6020	32.20	147	69.20
10WF45	13.30	10.10	0.35	8.02	0.62	8.50	22.80	49.10	4.32	1.51	1200	45.30	54.90	20.30
10WF22	6.49	10.17	0.24	5.75	0.36	6.10	9.40	23.20	4.27	0.24	275	54.50	26.00	6.10
10WF12	3.54	9.87	0.19	3.96	0.21	3.90	4.30	10.90	3.90	0.05	50.90	49.10	12.60	1.74
8WF67	19.70	9.00	0.57	8.28	0.93	8.70	39.90	60.40	3.72	5.06	1440	27.20	70.20	32.47
8WF31	9.13	8.00	0.28	7.99	0.43	8.40	20.10	27.50	3.47	0.54	530	50.50	30.40	14.10
8WF10	7.89	7.89	0.17	3.94	0.20	4.20	4.70	7.81	3.22	0.04	30.90	43.40	8.87	1.66
6WF25	7.34	6.38	0.32	6.08	0.45	6.40	20.00	16.70	2.70	0.46	150	29.00	18.90	8.56
6WF15	4.43	5.99	0.23	5.99	0.26	6.30	12.00	9.72	2.56	0.10	76.50	44.20	10.80	4.75
6WF9	2.68	5.90	0.17	3.94	0.21	4.20	6.70	5.56	2.47	0.04	17.70	33.70	6.23	1.72

Perfiles laminados Brasileros I .- Dimensiones en cm h_w =altura del alma

dxk/m	d	hw,k,t	tw	b	A	Ix	Wx	rx	Iy	Wy	ry	Zx	Zy
3”x8.50	7.62	6.30	0.43	5.920	10.80	105.	27.60	3.12	19	6.41	1.33	32.00	10.70
3”x9.70		1.43	0.64	6.120	12.30	1123	29.60	3.02	21	6.95	1.31	34.45	12.68
3”x11.20		0.66	0.89	6.370	14.20	122	32.00	2.93	24	7.67	1.31	38.70	13.50
4”x11.40		8.680	0.483	6.760	14.50	252	49.70	4.17	32	9.37	1.48	56.22	17.41
4”x12.70	10.160	1.590	0.643	6.920	16.10	266	52.40	4.06	34	9.91	1.46	60.35	19.50
4”x14.10		0.740	0.828	7.100	18.00	283	55.60	3.96	38	10.60	1.45	65.10	21.54
4”x15.60			1.020	7.290	19.90	299	58.90	3.87	41	11.30	1.44	70.04	23.90
5”x14.80		11.040	0.533	7.620	18.80	511	80.40	5.21	50	13.20	1.63	92.90	22.50
5”x18.20	12.700	1.750	0.881	7.970	23.20	570	89.80	4.95	59	14.70	1.59	120.2	31.02
5”x22.00		0.830	1.250	8.340	28.00	634	99.80	4.76	69	16.60	1.57	122	30.80
6”x18.50		13.420	0.584	8.460	23.60	919	120.60	6.24	76	17.90	1.79	139	30.30
6”x22.00	15.240	1.910	0.871	8.750	28.00	1003	131.70	5.99	85	19.40	1.74	171.3	39.68
6”x25.70		0.910	1.180	9.060	32.70	1095	143.70	5.79	96	21.20	1.72	174	38.70
8”x27.30		18.160	0.686	10.160	34.80	2400	236	8.30	155	30.50	2.11	270	51.80
8”x30.50	20.320	2.220	0.886	10.360	38.90	2540	250	8.08	166	32.00	2.07	312.4	63.41
8”x34.30		1.080	1.120	10.590	43.70	2700	266	7.86	179	33.90	2.03	316	60.30
8”x38.00			1.350	10.830	48.30	2800	282	7.69	194	35.80	2.00	336	67.47
10”x37.70		22.900	0.787	11.840	48.10	5140	405	10.30	282	47.70	2.42	465	81.30
10”x44.70	25.400	2.540	1.140	12.180	56.90	5610	442	9.93	312	51.30	2.34	517.1	96.44
10”x52.10		1.250	1.510	12.560	66.40	6120	482	9.60	348	55.40	2.29	580	105
10”x59.60			1.880	12.930	75.90	6630	522	9.35	389	60.10	2.26	637	115
12”x60.60		27.140	1.170	13.340	77.30	11330	743	12.10	563	84.50	2.70	870	145
12”x67.00	30.480	3.330	1.440	13.600	85.40	11960	785	11.80	603	88.70	2.66	919.5	162
12”x74.40		1.670	1.740	13.910	94.80	12690	833	11.60	654	94.00	2.63	1003	169
12”x81.90			2.060	14.220	104.30	13430	881	11.30	709	99.70	2.61	1064	183
15”x63.30		34.940	1.040	13.970	80.60	18580	975	15.20	598	85.70	2.73	1122	86
15”x66.50	38.100	3.170	1.150	14.080	84.70	19070	1001	15.00	614	87.30	2.70	1163	101
15”x73.90		1.580	1.400	14.330	94.20	20220	1061	14.70	653	91.20	2.63	1255	115
15”x81.90			1.650	14.570	103.60	21370	1122	14.40	696	95.50	2.59	1344	130
18”x81.40		42.200	1.170	15.240	103.70	33460	1464	18.00	867	113.70	2.89	1721	198
18”x89.30	45.720	3.490	1.390	15.460	113.80	35220	1541	17.60	912	117.90	2.83	1815	221
18”x96.80		1.760	1.600	15.670	123.20	36880	1613	17.30	957	122.10	2.79	1925	230
18”x104.30			1.810	15.880	132.80	38540	1686	17.00	1004	126.50	2.75	2048	236
20”x121.20		46.140	1.520	17.780	154.40	61640	2430	20.00	1872	211.00	3.48	2817	382
20”x126.60	50.800	4.440	1.660	17.910	161.30	63110	2480	19.80	1922	215.00	3.45	2933	374
20”x134.00		2.330	1.840	18.100	170.70	65140	2560	19.50	1993	220.00	2.42	3023	401
20”x141.50			2.030	18.290	180.30	67190	2650	19.30	2070	226.00	3.39	3179	405
20”x148.90			2.220	18.470	189.70	69220	2730	19.10	2140	232.00	3.36	3267	426

Canal Brasilero. -Propiedades de las secciones comerciales, hw , k, t constante para cada grupo hw = altura del alma

dxk/m	d	hw,k,t	tw	b	A	Ix	Wx	rx	Iy	Wy	ry	Xg
3”x6.1		6.24	0.432	3.58	7.78	689	18	2.98	8	3.32	1.03	1.11
3”x7.4	7.62	1.59	0.655	3.80	9.48	77	20	2.85	10	3.82	1.04	1.11
3”x8.9		0.69	0.904	4.05	11.4	86	23	2.75	13	4.39	1.06	1.16
4”x8.0		8.66	0.457	4.01	10.1	160	31	3.97	13	4.61	1.14	1.16
4”x9.3	10.16	1.59	0.627	4.18	11.9	174	34	3.84	16	5.10	1.14	1.15
4”x10.8		0.75	0.813	4.37	13.7	1901	38	3.73	18	5.61	1.15	1.17
6”x12.2		13.50	0.508	4.88	15.5	546	72	5.94	29	8.06	1.36	1.30
6”x15.6	15.24	1.91	0.798	5.17	19.9	632	83	5.63	36	9.24	1.34	1.27
6”x19.4		0.87	1.110	5.48	24.7	724	95	5.42	44	10.5	1.33	1.31
6”x23.1			1.420	5.79	29.4	815	107	5.27	52	11.9	1.33	1.38
8”x17.1		18.34	0.559	5.74	21.8	1356	133	7.89	55	12.8	1.59	1.45
8”x20.5		2.06	0.770	5.95	26.1	1503	148	7.60	64	14.0	1.56	1.41
8”x24.2	20.32	0.99	1.000	6.18	30.8	1667	164	7.35	73	15.3	1.54	1.40
8”x27.9			1.240	6.42	35.6	1830	180	7.17	83	16.6	1.52	1.44
8”x23.1			1.470	6.65	40.3	1990	196	7.03	93	17.9	1.52	1.49
10”x22.7		23.18	0.610	6.60	29.0	2800	221	9.84	95	19.0	1.81	1.61
10”x29.8		2.38	0.963	6.96	37.9	3290	259	9.31	117	21.6	1.76	1.54
10”x37.2	25.40	1.11	1.340	7.33	47.4	3800	299	8.95	140	24.3	1.72	1.57
10”x44.7			1.710	7.70	56.9	4310	339	8.70	164	27.1	1.70	1.65
10”x52.1			2.080	8.08	66.4	4820	379	8.52	192	30.4	1.70	1.76
12”x30.7		27.94	0.711	7.47	39.1	5370	352	11.7	161	28.3	2.03	1.77
12”x37.2			0.983	7.74	47.4	6010	394	11.3	186	30.9	1.98	1.71
12”x44.7	30.48	2.70	1.300	8.05	56.9	6750	443	10.9	214	33.7	1.94	1.71
12”x52.1			1.610	8.36	66.4	7480	491	10.6	242	36.7	1.91	1.76
12”x59.6		1.27	1.920	8.67	75.9	8210	539	10.4	273	39.8	1.90	1.83
15”x50.4		38.40	1.020	8.64	64.2	13100	688	14.3	338	51.0	2.30	2.00
15”x52.1			1.070	8.69	66.4	13360	701	14.2	347	51.8	2.29	1.99
15”x59.5	38.10	3.33	1.320	8.94	75.8	14510	762	13.8	387	55.2	2.25	1.98
15”x67.0			1.570	9.19	85.3	15650	822	13.5	421	58.5	2.22	1.99
15”x74.4		1.65	1.820	9.44	94.8	16800	882	13.3	460	62.0	2.20	2.03
15”x81.9			2.07	9.69	104.3	17950	942	13.1	498	66.5	2.18	2.21

Angulo de alas iguales, perfil Brasilero: xg = yg = centro de gravedad z = eje principal de inercia

bxpeso Pulg/kgs.	b cm	t cm	A cm2	Ix = Iy cm4	Wx = Wy cm3	rx = ry cm	r max.	r min.	xg, yg cm
$2^{1/2}$ x6.10	6.40	0.635	7.68	29.10	6.40	1.95	1.24	2.45	1.83
$2^{1/2}$ x7.40	6.40	0.794	9.48	35.40	7.80	1.93	1.24	2.43	1.88
$2^{1/2}$ x8.80	6.40	0.955	11.16	40.80	9.10	1.91	1.22	2.41	1.93
3" x 9.10	7.60	0.794	11.48	62.40	11.60	2.33	1.50	2.94	2.21
3"x12.40	7.60	1.111	15.68	83.30	15.70	2.30	1.47	2.91	2.31
3"x14.00	7.60	1.270	17.74	91.60	17.50	2.27	1.47	2.86	2.36
4"x14.60	10.20	0.955	18.45	183.10	25.10	3.15	2.00	3.96	2.90
4"x19.10	10.20	1.270	24.19	233.10	32.40	3.10	1.98	3.91	3.00
4"x23.40	10.20	1.588	29.74	278.90	39.40	3.06	1.96	3.86	3.12
5"x24.10	12.70	1.270	30.65	470.30	51.90	3.92	2.49	4.95	3.63
5"x29.80	12.70	1.588	37.81	566.10	63.30	3.87	2.46	4.89	3.76
5"x35.10	12.70	1.905	44.77	653.50	73.90	3.82	2.46	4.82	3.86
6"x22.20	15.20	0.955	28.13	641.00	58.10	4.77	3.02	6.05	4.17
6"x36.00	15.20	1.588	45.87	1007.30	93.20	4.69	2.97	5.94	4.39
6"x49.30	15.20	2.222	62.77	1327.80	125.50	4.60	2.97	5.80	4.62
8"x39.30	20.30	1.270	50.00	2022.90	137.20	4.01	4.01	8.05	5.56
8"x57.90	20.30	1.905	73.81	2901.10	199.90	3.99	3.99	7.92	5.79
8"x75.90	20.30	2.540	96.77	3704.40	259.40	3.96	3.96	7.81	6.02

15 Bibliografía

Diseño y Construcciones Metálicas

Título	Autor	Editorial
Estructuras de Acero	Walter Pfeil – Michele Pfeil	Libros Técnicos y Científicos
Diseño de Estructuras Metálicas 2 Tomos	Jhon E. Lothers	Prentice Hall México
Diseño de Estructuras Metálicas	Willams - Harris	LIMUSA México Diseño de
Estructuras de Acero LRFD	Jack McCormac	Alfa - Omega México
Diseño de Estructuras de Acero	Abraham J. Rokach	Mc Graw Hill
LRFD Steel Design	Willams T. Segui	PWS Publishing
Edificios Industriales en Acero	Ildony H. Belli	PINI San Pablo
Construcciones Metálicas 2 Tomos	V. Zignoli	Dossat, s.a.
Manual de Diseño de Estructuras de Acero	Roger Brockenbrough	Mc, Graw Hill
Structural Steel Design LRFD Approach	J.C. Smith	John Wiley & Sons
Puentes y Superestructuras Metálicas	Colin O Connor	Libros Técnicos y Científicos
El Proyectista de Estructuras Metálicas 2 Tomos	R. Nonnsat	Paraninfo Madrid
Elementos de Estructuras de Acero	Dorival Andriolo	E. Politécnica de USP
Estructuras de Construcción	V. N. Baykov S.G. Strongin	Editorial MIR Moscú
Manual de Diseño de Estructuras de Acero	ICHA	ICHA S. de Chile
Diseño Básico Estructuras de Acero	Bruce Johnston	Prentice Hall México
Diseño de Estructuras de Acero	J.C. Smith	John Wiley & Sons,
Análisis de Estructuras	Charles Head Norris	McGraw Hill
Proyecto de Estructuras de Acero	Julio Fruchtengarten	E. Politécnica USP SP
Acción del Viento sobre las Construcciones.	CIRSOC 102	INTI.Buenos Aires
Manual AISC - LRFD	AISC	AISC Nueva Y ork
Cable Suport Bridge	U.M.I. Books on Demand	Michigan 48106 - 1346
Estructuras para Arquitectos	Mario Salvadori R. Heller	CP67 Editorial
Diseño Sísmico de Edificios 3 Tomos	Enrique Bazán R. Melli	Ciencia y Técnica México
Manual de Soldadura moderna 3 Tomos	Hoard B. Carry	Prentice Hall México
Resistencia de Materiales	P.A. Stopin	MIR Moscú
Teoría de las Estructuras	Timoshenko y Yong	URMO Bilbao España
Sistemas de Rigidización de Edificios	Luis Martorano F. Aguirre	Instituto E Torroja
Cálculo de Estructuras Metálicas 2 Tomos	Ramón Arguelles	Escuela Tec..S. M. Madrid
Diseño de Estructuras de Acero	Boris Bresler – T. Y. Lin	LIMUSA México
Proyectos en Perfiles Ligeros	Antonio Moliterno	Edgard Blucher, s.a
Estructuras de Acero	Lessing Hoyos I.	Tecnología Hoy

ºººººººººººººººº